

Bachelorprojekt

# Berechnung einer Verbundbrücke nach DIN- Fachberichten

Structural analysis of a composite steel and concrete bridge according to DIN Technical Reports

an der

HOCHSCHULE MITTWEIDA (FH)  
UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Mittweida/Rosswein, 2010

Bearbeiter:	Martin Vogel
Seminargruppe:	SM06w1-B
Fachbereich:	Maschinenbau
Studiengang:	Stahl- und Metallbau

Erstprüfer:	Prof. Dr.-Ing. Mohsen Rahal
Zweitprüfer:	Dipl.-Ing. Matthias Glatz



# INHALTSVERZEICHNIS

Abbildungsverzeichnis .....	I
Tabellenverzeichnis .....	II
Abkürzungsverzeichnis .....	II
Formelzeichen .....	III
1. Einleitung .....	1
2. Vorbereitung zur Berechnung einer einfeldrigen Verbundbrücke .....	2
2.1. Vorschriften für die Bemessung einer Brücke .....	2
2.2. Bauwerksdaten .....	3
2.2.1. Allgemeines .....	3
2.2.2. Überbau .....	4
2.2.3. Lagerung .....	5
2.2.4. Kappen und Fahrbahnbelag .....	5
2.2.5. Schutz gegen Korrosion .....	6
2.2.6. Entwässerung .....	6
2.2.7. Schutzeinrichtungen .....	6
2.3. Werkstoffe und Materialkennwerte .....	6
2.3.1. Baustahl .....	6
2.3.2. Ortbeton .....	6
2.3.3. Betonstahl .....	7
2.3.4. Verbundmittel .....	7
2.3.5. Teilsicherheitsbeiwerte der Werkstoffe .....	7
2.4. Montage .....	8
3. Querschnittswerte .....	9
3.1. Mitwirkende Breite der Betonplatte .....	9
3.2. Kriechzahlen und Schwindbeiwerte .....	10
3.3. Steifigkeit der Verbundquerschnitte .....	12
3.3.1. Reduktionszahlen und Kriechbeiwerte nach zeitlichem Verlauf der Beanspruchungen .....	14
3.3.2. Verbundquerschnitte für verschiedene Belastungszustände .....	15
4. Charakteristische Einwirkungen nach DIN FB 101 .....	16
4.1. Ständige Einwirkungen .....	16
4.1.1. Eigengewicht des Stahlträgers .....	16
4.1.2. Betonierlasten .....	16
4.1.3. Installations- und Ausbaulasten .....	19
4.2. Veränderliche Einwirkungen .....	20
4.2.1. Verkehrslasten .....	20
4.2.1.1. Doppelachsfahrzeug .....	20
4.2.1.2. Menschengedränge .....	23
4.2.1.3. Ermüdungslastmodell 3 .....	24
4.2.1.4. Belastung aus Anfahren und Bremsen .....	26

4.2.2. Temperatur .....	26
4.2.2.1. Konstanter Temperaturanteil .....	27
4.2.2.2. Linearer Temperaturunterschied.....	27
4.2.2.3. Überlagerung der Temperatureinwirkungen.....	28
4.2.3. Windeinwirkung .....	28
4.2.3.1. Wind ohne Verkehr .....	28
4.2.3.2. Wind mit Verkehr .....	29
4.2.4. Schneebelastung.....	29
4.3. Zeitlich veränderliche Einwirkungen .....	29
4.3.1. Verformung durch Kriechen .....	29
4.3.2. Schwinden .....	30
4.3.3. Setzung .....	30
5. Charakteristische Schnittgrößen.....	31
6. Lastkombinationen und Bemessungsschnittgrößen .....	32
6.1. Lastkombinationen und Bemessungsschnittgrößen im GZT ohne Ermüdung.....	32
6.2. Lastkombinationen und Bemessungsschnittgrößen im GZT mit Ermüdung .....	33
6.3. Lastkombinationen und Bemessungsschnittgrößen im GZG.....	35
7. Klassifizierung des Verbundquerschnittes.....	39
7.1 Planmäßig positive Momentenbeanspruchung in Feldmitte .....	39
8. Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	41
8.1. GZT für den Stahlquerschnitt .....	41
8.1.1. Spannungsermittlung am Auflager .....	41
8.1.2. Spannungsermittlung in Feldmitte.....	42
8.2. GZT für den Verbundquerschnitt.....	43
8.2.1. Verbundquerschnitt am Auflager .....	43
8.2.2. Verbundquerschnitt in Feldmitte .....	44
9. Grenzzustand der Ermüdung .....	47
9.1. Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung für Baustahl.....	47
9.2. Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung für Betonstahl.....	50
9.3. Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung für Beton .....	51
10. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	53
10.1. Spannungsbegrenzung.....	53
10.1.1. Spannungsbegrenzung für Beton unter Druckspannungen.....	53
10.1.2. Spannungsbegrenzung für Betonstahl .....	55
10.1.3. Spannungsbegrenzung für Baustahl .....	55
10.2. Stegblechatmen .....	59
10.3. Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung .....	59
10.4. Verformung.....	59
10.4.1. Maximale Durchbiegung.....	59

10.4.2. Erforderliche Überhöhung .....	61
11. Verbundsicherung .....	62
11.1. Anzahl der Verbundmittel im GZT .....	63
11.1.1. Anzahl der VBM am Auflager.....	63
11.1.2. Anzahl der VBM in Feldmitte .....	64
11.2. Anzahl der Verbundmittel im GZG.....	68
11.2.1. Anzahl der VBM am Auflager.....	68
11.2.2. Anzahl der VBM in Feldmitte .....	69
11.3. Ermüdungsnachweis der Verbundmittel .....	70
11.3.1. Ermüdungsnachweis der VBM am Auflager .....	71
11.3.2. Ermüdungsnachweis der VBM in Feldmitte.....	72
11.4. Schubsicherung des Betongurtes.....	73
11.4.1. Plattenanschnitt der Feldplatte .....	73
11.4.2. Plattenanschnitt der Kragplatte .....	74
11.4.2. Nachweis der Dübelumrissfläche .....	75
11.5. Bauliche Durchbildung der VBM .....	75
11.5.1. Abmessungen der VBM .....	75
11.5.2. Abstände der VBM .....	75
11.5.3. Verdichtung des Betons und Betondeckung .....	76
11.5.4. Abheben der Betonplatte .....	76
12. Lagerung der Brücke .....	77
12.1. Ermittlung der Lagerkräfte .....	77
12.1.1. Horizontale Einwirkungen in Längsrichtung .....	77
12.1.2. Horizontale Einwirkungen in Querrichtung.....	77
12.1.3. Vertikale Einwirkungen .....	78
12.1.3. Zusammenfassung der Lagerkräfte .....	79
12.2. Ermittlung der Lagerverformung und Lagerverdrehung .....	79
13. Berechnung der Fahrbahnplatte .....	80
Literaturverzeichnis .....	IV
Anlagen .....	V
Selbstständigkeitserklärung .....	VI

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2-1:	Skizze der Straßenbrücke - Seitenansicht .....	3
Abbildung 2-2:	Skizze der Straßenbrücke - Draufsicht.....	3
Abbildung 2-3:	Querschnitt der Brücke .....	4
Abbildung 2-4:	Materialverteilung Der Stahlträger .....	4
Abbildung 2-5:	Angenommene Verteilung der Bewehrung pro Stahlträger .....	5
Abbildung 2-6:	Dreireihige Verteilung der Kopfbolzendübel in Querrichtung.....	5
Abbildung 2-7:	Lagerung der Brücke .....	5
Abbildung 2-8:	Ausbildung der Kappen .....	5
Abbildung 2-9:	Montierte Stahlkonstruktion mit einer Hilfsstütze pro Hauptträger .....	8
Abbildung 2-10:	Entfernen aller Hilfskonstruktionen nach dem Aushärten des Ortbetons .....	8
Abbildung 3-1:	Äquivalente Spannweiten und mittragende Breiten nach DIN Fachbereich 104 ..	9
Abbildung 3-2:	Endkriechzahlen für Normalbeton und eine relative Luftfeuchte von 80% .....	11
Abbildung 3-3:	Schrumpfdehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ (links); Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ (rechts).....	11
Abbildung 3-4:	Verbundquerschnitt mit Schwerachsen der einzelnen Elemente .....	12
Abbildung 3-5:	Schwerachsen der Einzelbauteile und des Gesamtverbundes .....	15
Abbildung 4-1:	Charakteristische Einwirkung aus dem Eigengewicht des Stahlträgers.....	16
Abbildung 4-2:	Charakteristische Einwirkungen infolge Einschalen und Betonieren.....	18
Abbildung 4-3:	Charakteristische Einwirkungen infolge Abbinden.....	18
Abbildung 4-4:	Charakteristische Einwirkungen infolge Demontage der Hilfsstütze .....	18
Abbildung 4-5:	Charakteristische Einwirkungen infolge Ausbau und Installation.....	19
Abbildung 4-6:	Einteilung der Brücke in rechnerische Fahrstreifen.....	20
Abbildung 4-7:	Auflagerkräfte Aus Tandem-System .....	21
Abbildung 4-8:	Auflagerkräfte aus UDL-System .....	22
Abbildung 4-9:	Charakteristisch gleichmäßig verteilte Belastung.....	23
Abbildung 4-10:	Charakteristische Belastung für eine Doppelachse.....	23
Abbildung 4-11:	Auflagerkräfte für Menschengedränge .....	23
Abbildung 4-12:	Verteilung der Achslasten .....	24
Abbildung 4-13:	Charakteristische Ermüdungsachslast in Querrichtung .....	24
Abbildung 4-14:	Charakteristische Belastung für das Ermüdungslastmodell 3 .....	25
Abbildung 9-1:	Werte der Einflusslinie $\eta$ für die innere Kraft.....	48
Abbildung 12-1:	Lagersystem .....	77

## TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2-1:	DIN-Fachberichte 03/2009 für Brücken mit dazugehörigen Regelwerken.....	2
Tabelle 2-2:	Teilsicherheitsbeiwerte der Werkstoffeigenschaften für Straßenbrücken.....	7
Tabelle 3-1:	Reduktionszahlen für zeitlich konstante und veränderliche Einwirkungen .....	14
Tabelle 3-2:	ELastische Verbundquerschnittswerte für verschiedene Belastungszustände .....	15
Tabelle 4-1:	Berechnung aller relevanten Erhöhungsfaktoren und der zugehörigen Lasten .....	25
Tabelle 5-1:	Charakteristische Schnittgrößen am Auflager und in Feldmitte.....	31
Tabelle 6-1:	Teilsicherheitsbeiwerte im GZT ohne Ermüdung .....	32
Tabelle 6-2:	Teilsicherheitsbeiwerte im GZT mit Ermüdung.....	33
Tabelle 6-3:	Kombinationsbeiwerte im GZT mit Ermüdung.....	34
Tabelle 6-4:	Teilsicherheitsbeiwerte im GZG .....	35
Tabelle 6-5:	Kombinationsbeiwerte im GZG .....	36
Tabelle 9-1:	Zusammenfassung der Ermüdungsnachweise am Stahlträger.....	50
Tabelle 10-1:	Spannungen des Betongurtes im GZG für $t = \infty$ .....	54
Tabelle 10-2:	Spannungen an Unterkante Untergurt des Stahlträgers im GZG für $t = \infty$ .....	58
Tabelle 11-1:	Längsschubkräfte der Verbundmittel im GZT am Auflager .....	63
Tabelle 11-2:	Längsschubkräfte der Verbundmittel im GZT in Feldmitte.....	64
Tabelle 11-3:	Längsschubkräfte der Verbundmittel im GZG am Auflager .....	68
Tabelle 11-4:	Längsschubkräfte der Verbundmittel im GZG in Feldmitte .....	69
Tabelle 12-1:	Bemessungsschnittgrößen der Auflagerkräfte.....	79

## ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

bzw.	beziehungsweise
EG	Eigengewicht
ELM	Ermüdungslastmodell
GZE	Grenzzustand der Ermüdung
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HS	Hilfsstütze
LKW	Lastkraftwagen
max	maximal
min	minimal
OG	Obergurt
UG	Untergurt
UK	Unterkante
VBM	Verbundmittel

## FORMELZEICHEN

### Lateinische Großbuchstaben

$A$	Querschnittsfläche und Auflagerkraft
$B$	Auflagerkraft
$E$	Einwirkungen, Kombinationen und Elastizitätsmodul
$F$	Einzellast
$I$	Flächenträgheitsmoment
$K_{sur}$	Faktor für Temperatureinwirkungen
$L$	Länge
$L_e$	Äquivalente Stützweite
$M_S$	Schwindmoment
$M_y$	Moment um die y-Achse
$N$	Normalkraft und Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen
$N_{obs}$	Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen
$N_{pl}$	Plastische Normalkraft
$N_S$	Schwindnormalkraft
$P$	Resultierende Auflagerkraft
$P_{Rd}$	Grenzscherkraft der Verbundmittel
$Q$	Achslast und Belastung aus Anfahren und Bremsen
$Q_z$	Kraft in z-Richtung
$S$	Statisches Moment
$T$	Temperatur
$V$	Querkraft
$W$	Flächenbelastung aus Windeinwirkung

### Lateinische Kleinbuchstaben

$a$	Auflagerkraft als Streckenbelastung
$b$	Breite und Auflagerkraft als Streckenbelastung
$b_0$	Abstand der äußeren Kopfbolzendübel
$b_{eff}$	Mitwirkenden Breite
$b_i$	Geometrische Breiten
$c_{nom}$	Betondeckung
$d$	Durchmesser und Abstand der Bewehrung zu den VBM
$d_{ov}$ bzw. $d_{mv}$	Höhe der Windangriffsfläche
$e$	Dübelabstände
$f_d$	Bemessungswert der Streckgrenze eines Baustoffes
$f_k$	Charakteristischer Wert der Streckgrenze eines Baustoffes
$g$	Strecken- bzw. Flächenlast
$h$	Höhe
$h_0$	Wirksame Bauteilhöhe
$k$	Anzahl der Schwerlastspuren und Beiwert für Verbundmittel
$l$	Abstand zwischen zwei Punkten
$n$	Reduktionszahl und Anzahl eines Elementes
$q$	Flächenlast
$t$	Blechdicke und Zeitpunkt einer Einwirkung



---

$u$	Umfang
$w$	Fahrbahnabmessungen, Streckenlast aus Wind und Durchbiegung
$z$	Abstand von Schwerachsen bzw. Randfasern

### Griechische Kleinbuchstaben

$\alpha$	Anpassungsfaktor
$\beta$	Abminderungsfaktor
$\beta_{cc}$	Beiwert der Nacherhärtung des Betons
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwerte und Wichte von Baustoffen
$\delta_{\ddot{u}}$	Überhöhung
$\varepsilon$	Dehnung
$\eta$	Wert der Einflusslinie für die innere Kraft der Fahrspur
$\cot \theta$	Druckstrebenneigung
$\lambda$	Beiwert
$v$	Längsschubkraft
$\sigma$	Spannung
$\sigma_{Rd}$	Grenzspannung
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
$\tau$	Schubspannung
$\tau_{Rd}$	Grenzscherubspannung
$\varphi$	Kriechzahl
$\Delta\varphi_{fat}$	Lastfaktor für ELM3
$\psi$	Kombinationsbeiwert
$\omega$	Kombinationsbeiwert für Temperatureinwirkungen
$\phi$	Dynamischer Beiwert

### Griechische Großbuchstaben

$\Psi$	Kriechbeiwert
--------	---------------

Indizes und abgewandelte Formelzeichen werden im jeweiligen Kapitel genauer erläutert.

## 1. EINLEITUNG

Durch die ständige Erweiterung unserer Infrastruktur und der damit verbundenen Notwendigkeit zur Errichtung von Brücken, müssen sich Architekten und Tragwerksplaner tagtäglich die Frage stellen, wie das vorgesehene Tragwerk so wirtschaftlich wie möglich realisiert werden kann. Doch nicht nur die Wirtschaftlichkeit stellt die Ingenieure vor eine Herausforderung. In den letzten Jahren ist es vor allem die Optik, die eine maßgebende Rolle bei der Planung und Erstellung einer neuen Brücke spielt. Dies sind nur zwei Gründe warum seit einiger Zeit häufig auf die Herstellung eines Brückentragwerks durch einen Stahl-Betonverbund zurückgegriffen wird.

Dieser Verbund kombiniert die positiven Eigenschaften beider Materialien und nutzt sie konsequent aus. So sind beispielsweise große Spannweiten, trotz kleiner und leichter Querschnitte, und eine schnelle Montage, durch eine fortgeschrittene Vorfertigung, möglich. Dadurch können wiederum viel Zeit und Kosten gespart werden. Darüber hinaus sind der Farb- und Formgestaltung kaum Grenzen gesetzt.

Diese Vorteile werden allerdings von einer komplexen Berechnung und einer gut durchdachten Planung begleitet. So macht, trotz einer Zusammenfassung aller benötigten DIN-Normen und Richtlinien in den DIN-Fachberichten 101 bis 104, die Vielzahl der Regelungen und Vorschriften eine schnelle lückenlose Berechnung fast unmöglich.

Diese Arbeit soll anhand der Berechnung einer einfachen Straßenbrücke einen Anhaltspunkt über die Notwendigkeit von verschiedenen Nachweisen geben. Dabei wird versucht alle wichtigen Regelungen und Formeln zu erfassen und vereinfacht darzustellen. Auf diese Art und Weise kann die Bedeutsamkeit einiger Abschnitte der DIN-Fachberichte für den jeweiligen Berechnungsfall besser abgeschätzt und so der Berechnungsaufwand minimiert werden.

## 2. VORBEREITUNG ZUR BERECHNUNG EINER EINFELDRIGEN VERBUNDBRÜCKE

### 2.1. VORSCHRIFTEN FÜR DIE BEMESSUNG EINER BRÜCKE

In Zusammenhang mit der Zusammenführung der europäischen Regelwerke, wurde unter Aufforderung des Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung eine Reihe von Fachberichten erstellt, in denen der aktuelle europäische Standard der verschiedenen Normen im Brückenbau zusammengefasst ist. Dies geschah unter der Aufsicht des Normenausschusses für Bauwesen unter der Vorlage der DIN-Fachberichte aus dem Jahr 2003.

Diese Sammlung wird durch die folgenden Fachberichte gegliedert.

**TABELLE 2-1: DIN-FACHBERICHTE 03/2009 FÜR BRÜCKEN MIT DAZUGEHÖRIGEN REGELWERKEN**

<b>DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“</b>	
DIN V ENV 1991-1:1995-12	Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke -Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN V ENV 1991-3:1996-08	Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragbauwerke -Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken
DIN 1055-1:2002-06	Einwirkungen auf Tragwerke -Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen
DIN 1055-7:2002-11	Einwirkungen auf Tragwerke -Teil 7: Temperatureinwirkungen
<b>DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“</b>	
DIN V ENV 1992-1-1:1992-06	Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
DIN V ENV 1992-1-3:1994-12	Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-3: Allgemeine Regeln; Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen
DIN V ENV 1992-1-6:1994-12	Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-6: Allgemeine Regeln; Tragwerke aus unbewehrtem Beton
DIN V ENV 1992-2:1997-10	Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken
DIN 1045-1:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion
<b>DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“</b>	
DIN V ENV 1993-1-1:1993-04	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
DIN V ENV 1993-2:2001-02	Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken
DIN V ENV 1993-1-5: 2001-02	Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Allgemeine Bemessungsregeln; Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern ohne Querbelastung

## 2. VORBEREITUNG ZUR BERECHNUNG EINER EINFELDRIGEN VERBUNDBRÜCKE

DIN-Fachbericht 104 „Verbundbrücken“	
DIN V ENV 1994-1-1:1994-02	Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
DIN V ENV 1994-2:2000-06	Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Verbundbrücken

Die Fachberichte 101 bis 104 aus dem Jahr 2009 ersetzen die Fachberichte vom Stand 03/2003 vollständig. Die neueren Fassungen enthalten einige Änderungen auf Grund von Einsprüchen und Anpassungen.

### 2.2. BAUWERKSDATEN

#### 2.2.1. ALLGEMEINES

Die zu berechnende Straßenbrücke soll mit einer Spannweite von  $32m$  über ein Gewässer führen. Über eine Breite von  $12,20m$  sollen zwei Fahrstreifen und jeweils ein Gehweg links und rechts der Fahrbahn angelegt werden. Sie verfügt nicht über Zwischenpfeiler und wird somit als einfeldrige Brücke ausgebildet. Die Brücke ist aus einem Verbund von Stahl und Beton zu fertigen.

Die Straßenbrücke soll in Zusammenhang mit dem Neubau einer stark befahrenen Straße in Mittweida errichtet werden. Das Gewicht der überquerenden Fahrzeuge wird durch eine Beschilderung nicht eingeschränkt. Der Standort der Straßenbrücke befindet sich in einer Höhe von  $250m$  über dem Meeresspiegel.

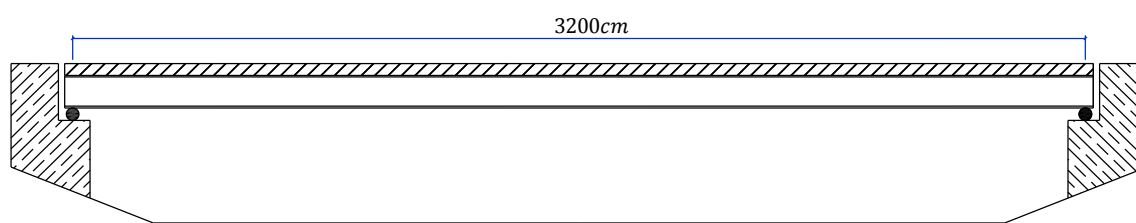


ABBILDUNG 2-1: SKIZZE DER STRAßENBRÜCKE - SEITENANSICHT

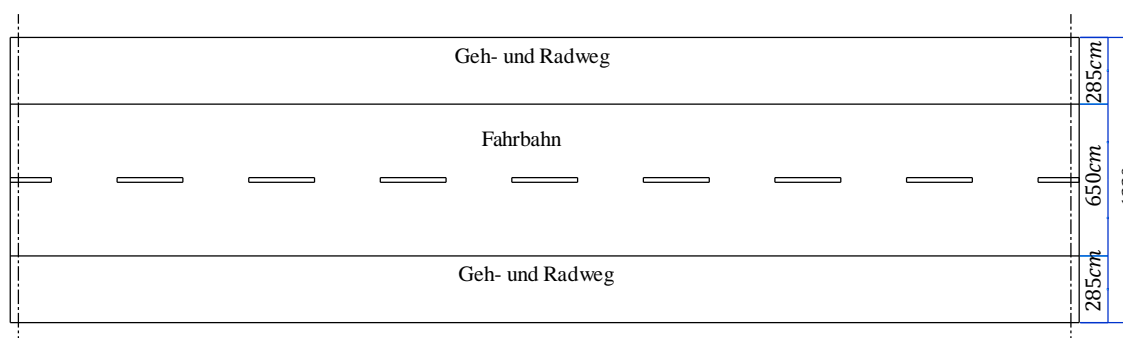


ABBILDUNG 2-2: SKIZZE DER STRAßENBRÜCKE - DRAUFSICHT

## 2. VORBEREITUNG ZUR BERECHNUNG EINER EINFELDRIGEN VERBUNDBRÜCKE

### 2.2.2. ÜBERBAU

Als Überbau bei Verbundbrücken bezeichnet man die Stahlträger in Verbindung mit der Fahrbahnplatte. Diese Kombination ist maßgebend für die Tragfähigkeit der Brücke verantwortlich. Der Querschnitt ist in Abbildung 2-3 dargestellt.

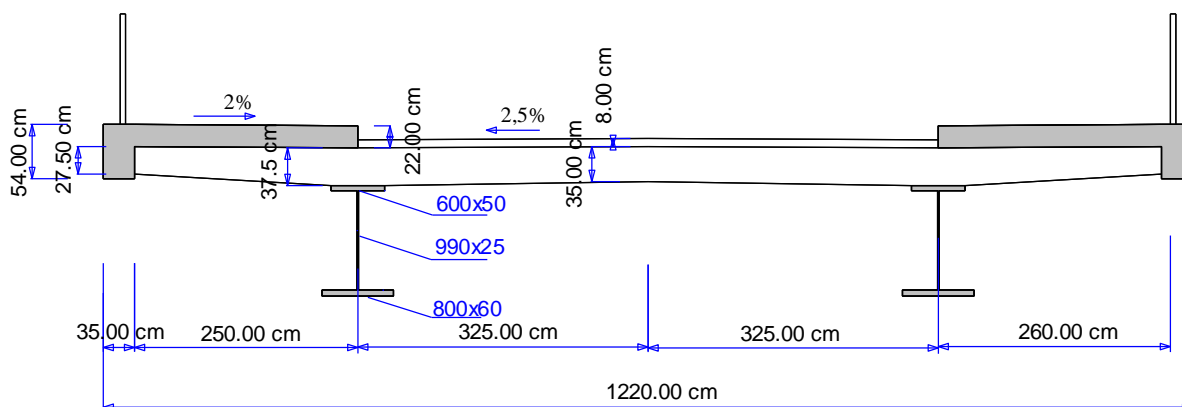


ABBILDUNG 2-3: QUERSCHNITT DER BRÜCKE

Die Hauptträger werden als überhöhte und geschweißte Vollwandträger angefertigt. Eine Überhöhung ist erforderlich, um die Durchbiegung der Stahlträger durch das Gewicht der ständigen Lasten auszugleichen. An den Auflagerpunkten sind die Stahlträger in einem Abstand von 6,5 m zueinander anzuordnen und mit Querträgern untereinander zu verbinden, um die Lagesicherheit der Brücke zu gewährleisten. Bei einer Spannweite von 32 m wird angenommen, dass zwischen den Auflagern in Längsrichtung keine Querträger notwendig sind, da ein Verdrehen der Hauptträger ausgeschlossen wird. Im Abstand von 3 m bis 4 m sind in beiden Trägern Rippen anzuordnen, um ein Beulen des Steges zu verhindern. Auf die Berechnung der Querträger und des Stabilitätsversagens durch Beulen, Knicken und Biegedrillknicken der Hauptträger wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

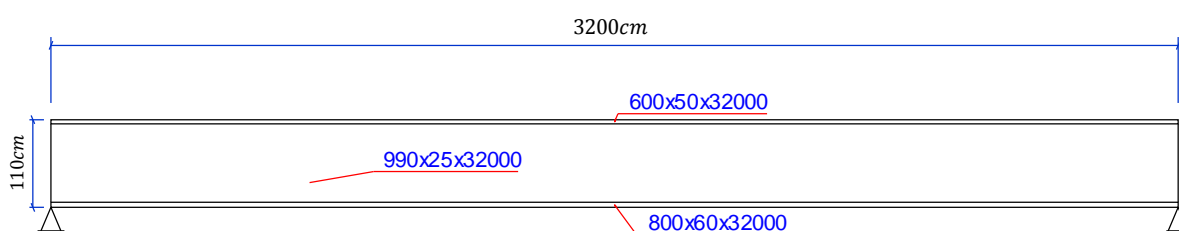


ABBILDUNG 2-4: MATERIALVERTEILUNG DER STAHLTRÄGER

Die Fahrbahnplatte besteht aus einer verlorenen Schalung, der Bewehrung und der Ortbetonschicht. Sie besitzt eine Gesamtbreite von 11,5 m. Die Höhe der Betonplatte variiert über den Querschnitt der Brücke. Das Betonieren erfolgt dabei so, dass für die Kappen und den Fahrbahnbelag ein Gefälle, für die Entwässerung der Brücke, entsteht. Die Lage der Bewehrung wird zur Berechnung der Schnittgrößen, sowie der Biegesteifigkeit vereinfacht im Schwerpunkt der Fahrbahnplatte angenommen. Die Betonfläche der Brücke, ausgenommen der Kappen und der Fahrbahnfläche, wird der Expositionsklasse XD1 zugeordnet.

## 2. VORBEREITUNG ZUR BERECHNUNG EINER EINFELDRIGEN VERBUNDBRÜCKE

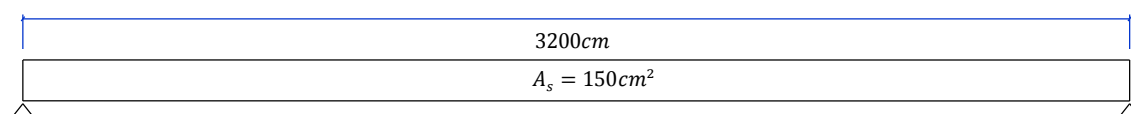


ABBILDUNG 2-5: ANGENOMMENE VERTEILUNG DER BEWEHRUNG PRO STAHLTRÄGER

Die Verbundsicherung zwischen den Hauptträgern und der Fahrbahnplatte erfolgt durch Kopfbolzendübel. Es werden Kopfbolzen mit den Maßen  $22\text{ mm} \times 200\text{ mm}$  eingesetzt und in mehreren Reihen auf den Obergurt geschweißt.

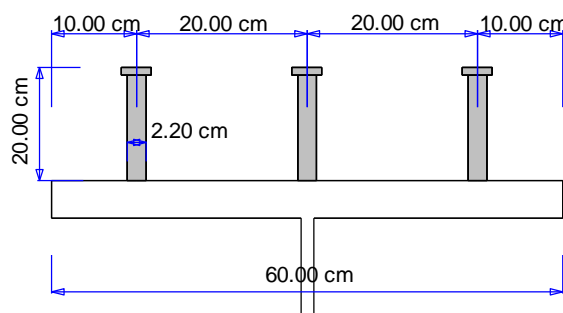


ABBILDUNG 2-6: DREIREIHIGE VERTEILUNG DER KOPFBOLZENDÜBEL IN QUERRICHTUNG

### 2.2.3. LAGERUNG

Die Lagerung der Brücke erfolgt durch Festlager, einseitig bewegliche und allseitig bewegliche Lager. Diese können verschiedene Ausführungen haben, wie bspw. Elastomerlager oder Topflager. Die Anordnung der Lager erfolgt dabei so, dass Ausdehnungen in Längs- und Querrichtung sowie Kräfte möglichst gut kompensiert werden können.



ABBILDUNG 2-7: LAGERUNG DER BRÜCKE

### 2.2.4. KAPPEN UND FAHRBAHNBELAG

Als Bestandteil der Brückenkonstruktion dienen die Kappen in erster Linie als Fuß- und Radwege. Weiterhin sind Schutzeinrichtungen, wie Geländer, an den Kappen zu verankern. Die Breite des Geh- bzw. Radweges beträgt  $2,6\text{ m}$ .

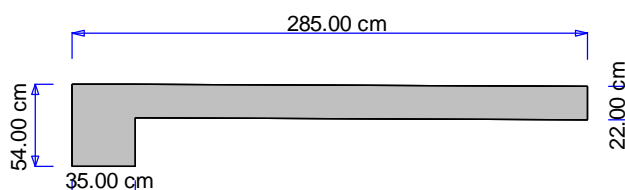


ABBILDUNG 2-8: AUSBILDUNG DER KAPPEN

## 2. VORBEREITUNG ZUR BERECHNUNG EINER EINFELDRIGEN VERBUNDBRÜCKE

Der Fahrbahnbelag wird mit einer Höhe von 8cm auf die Fahrbahnplatte zwischen den Kappen aufgebracht. Der Belag besteht aus drei Schichten, mit unterschiedlichen Funktionen. Die erste Schicht besteht aus Bitumenbahnen, welche zum Abdichten direkt auf die Oberfläche der Fahrbahnplatte geklebt werden. Darauf wird eine Schutz- und Deckschicht aus Gussasphalt gebracht. Hierbei ist darauf zu achten, dass das Gefälle der Betonplatte erhalten bleibt und nicht durch unterschiedliche Belagsdicken ausgeglichen wird.

### 2.2.5. SCHUTZ GEGEN KORROSION

Die Beschichtung der Stahlträger erfolgt in zwei Schritten. Der erste Schritt beinhaltet das Reinigen und Aufbereiten der Stahloberfläche, in dem Rost und andere Schmierstoffe entfernt werden und die Oberfläche für den nächsten Arbeitsschritt aufgeraut wird. Dies wird mittels Hochdruckstrahlen gewährleistet. Durch ein Spritzverfahren werden danach ein Grund- und zwei Zwischenschichten aus Stoffen mit Epoxidharz aufgetragen. Die Deckschicht wird mit einem Polyurethanbindemittel aufgetragen. Es ist darauf zu achten, dass Druckstellen, die während der Montage und dem Transport entstehen können, vor Ort ausgebessert werden.

### 2.2.6. ENTWÄSSERUNG

Die Entwässerungseinrichtung ist entlang des Schrammbords zu installieren. Von dort kann das Wasser über einen geeigneten Abfluss abgeleitet werden. Ein Gefälle von 2% ausgehend vom Geh- bzw. Radweg und 2,5% aus Richtung der Fahrbahnmitte sind bereits im Querschnitt der Fahrbahnplatte eingearbeitet.

### 2.2.7. SCHUTZEINRICHTUNGEN

Der Schutz von Fußgängern und Fahrradfahrern vor dem anliegenden Verkehr wird ausschließlich durch den Schrammbord der Kappen, mit einer Höhe von 14cm ab Oberkante des Fahrbahnbelages, gewährleistet. Ein Geländer entlang des Gesims mit einer Höhe von 1,1m bietet ausreichend Schutz vor Abstürzen. Weitere Schutzeinrichtungen, wie Planken oder Lärmschutzwände werden für die Straßenbrücke nicht vorgesehen.

## 2.3. WERKSTOFFE UND MATERIALKENNWERTE

### 2.3.1. BAUSTAHL

Haupt- und Nebenträger werden aus S355J2+N (alt: S355J2G3) gefertigt. Bei einer Blechdicke bis 40mm besitzt dieser Stahl eine charakteristische Streckgrenze von  $f_{yk} = 35,5 \frac{kN}{cm^2}$ . Dieser Wert sinkt mit zunehmender Blechdicke und beträgt von 40mm bis 80mm nur noch  $f_{yk} = 33,5 \frac{kN}{cm^2}$ . Die geforderte Kerbschlagarbeit dieser vollberuhigten Stahlsorte ist 27 Joule bei einer Temperatur von -20°C. Das Elastizitätsmodul von Stahl beträgt  $E_a = 21000 \frac{kN}{cm^2}$ .

### 2.3.2. ORTBETON

Für den Bau von Verbundbrücken sollte eine Betonfestigkeitsklasse von C30/37 bis maximal C50/60 verwendet werden. Im Allgemeinen wird C35/45 eingesetzt, da Betone mit niedrigeren oder höheren Festigkeitsklassen die Zustimmung des Auftragsgebers erfordern. Zudem müssen bei

## 2. VORBEREITUNG ZUR BERECHNUNG EINER EINFELDRIGEN VERBUNDBRÜCKE

höheren Betonfestigkeitsklassen die Einflüsse aus dem Schrumpfen und der Hydrationswärme infolge des Abbindens des Betons besonders berücksichtigt werden. Der Beton C35/45 besitzt eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von  $f_{ck} = 3,5 \frac{kN}{cm^2}$  und einen charakteristischen Mittelwert der Zugfestigkeit von  $f_{ctm} = 0,32 \frac{kN}{cm^2}$ . Aus diesem Mittelwert, ergibt sich der obere Grenzwert  $f_{ctk,0,95} = 0,42 \frac{kN}{cm^2}$  und der untere Grenzwert  $f_{ctk,0,05} = 0,22 \frac{kN}{cm^2}$  für die charakteristische zentrische Zugfestigkeit. Das Elastizitätsmodul von Beton wird anhand der Betonfestigkeitsklasse und den Eigenschaften der verwendeten Betonzuschläge ermittelt. Der Beton C35/45 besitzt Elastizitätsmodule in Form eines Sekantenmoduls mit  $E_{cm} = 2990 \frac{kN}{cm^2}$  und einem Tangentenmodul mit dem Wert  $E_{com} = 3330 \frac{kN}{cm^2}$ . Hierbei beschreibt das Tangentenmodul das mittlere E-Modul im Alter von 28 Tagen und das Sekantenmodul das mittlere E-Modul im Zeitraum vom Betonieren bis wenige Tage danach.

### 2.3.3. BETONSTAHL

Der Bewehrungsstahl der Brücke besteht aus BSt 500 S. Diese Bezeichnung gibt an, dass der Stahl in stabform geliefert wird, eine raue gerippte Oberfläche besitzt und seine Nennstreckgrenze bei  $f_{sk} = 50,0 \frac{kN}{cm^2}$  liegt. Das Elastizitätsmodul von Baustahl darf mit  $E_s = 21000 \frac{kN}{cm^2}$  angenommen werden. Bei Auslieferung des Bewehrungsstahls ist darauf zu achten, dass der Stahl, je nach Materialgüte, über eine angemessene Duktilität bzw. Dehnfähigkeit unter Volllast verfügt.

### 2.3.4. VERBUNDMITTEL

Die Kopfbolzendübel, welche den Verbund zwischen Fahrbahnplatte und Hauptträger sichern, bestehen aus S235J2 + C450. Dieser Stahl besitzt eine untere Streckgrenze von  $f_{yk} = 35,0 \frac{kN}{cm^2}$  und eine charakteristische Zugfestigkeit von  $f_{uk} = 45,0 \frac{kN}{cm^2}$ . Es ist zu beachten, dass die Güte des Werkstoffs auf die jeweilige Beanspruchung der Bolzen und die Art des Schweißprozesses abzustimmen ist.

### 2.3.5. TEILSICHERHEITSBEIWERTE DER WERKSTOFFE

Da für den Querschnitt der Stahlträger ein lokales und globales Stabilitätsversagen ausgeschlossen wird, ist der Beiwert  $\gamma_a = 1,0$  zu berücksichtigen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle 2-2 sind in erster Linie für Straßenbrücken anzuwenden und können von den Beiwerten anderer Brückenarten abweichen.

**TABELLE 2-2: TEILSICHERHEITSBEIWERTE DER WERKSTOFFEIGENSCHAFTEN FÜR STRAßENBRÜCKEN**

Grenzzustand der	Tragfähigkeit		Ermüdung		Gebrauchstauglichkeit
			Nebenteile	Hauptteile	
Baustahl	$\gamma_a = 1,0$	$\gamma_{Rd} = 1,1$	$\gamma_{Mf} = 1,0$	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_M = 1,0$
Beton	$\gamma_c = 1,5$		$\gamma_{cfat} = 1,5$		
Betonstahl	$\gamma_s = 1,15$		$\gamma_{sfat} = 1,15$		
Verbundmittel	$\gamma_v = 1,25$		$\gamma_{Mf,v} = 1,25$		



## 2.4. MONTAGE

Vor der Montage der Stahlkonstruktion werden in Verlegerichtung der Stahlträger, in einem Abstand von 8m, Hilfsstützen angeordnet. Nach dem Verlegen und Ausrichten der Auflager, werden die Hauptträger auf den, für sie vorgesehenen, Lagern platziert und durch die Hilfsstützen abgestützt. Somit erfahren die Stahlträger während des Betonierens keine maßgebenden Lasten und alle Einwirkungen werden vom Verbundquerschnitt aufgenommen. Man spricht von einem Eigengewichtsverbund. Die Anzahl und Tragfähigkeit der Hilfsstützen hängt dabei von der Länge der Einzelsegmente der Brücke und vom Eigengewicht der Brückenkonstruktion, bis zur Ausbildung des vollen Verbundquerschnittes, ab. Anschließend werden beide Träger durch Querträger im Auflagerbereich verbunden und somit fixiert.

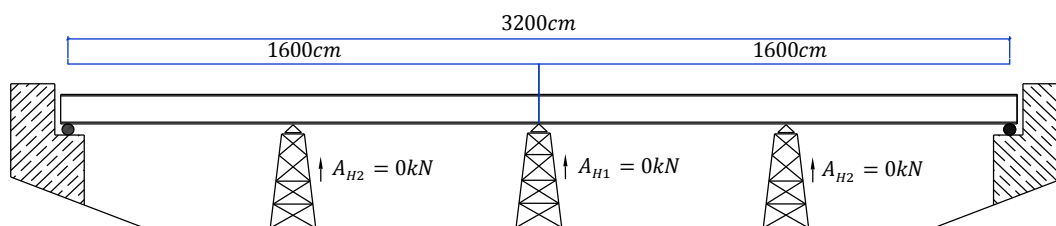


ABBILDUNG 2-9: MONTIERTE STAHLKONSTRUKTION MIT EINER HILFSSTÜTZE PRO HAUPTTRÄGER

Anschließend wird die verlorene Schalung über die volle Länge der Stahlkonstruktion verlegt und nach Herstellerangaben unterstützt. Falls die Schalung auf der Seite des Kragarmes im Untergurt der Stahlträger abgestützt wird, kann es notwendig, werden die Träger untereinander mit Druckstäben zu verbinden, um ein Verdrehen der Träger während des Betonierens zu vermeiden. Bei beidseitiger Abstützung im Untergurt eines Stahlträgers oder Sicherung der Schalplatten durch Schalungsstützen, die direkt mit dem Boden verankert sind, ist dies nicht notwendig.

Danach kann die Brücke auf voller Fläche mit Bewehrung versehen und anschließend betoniert werden. Bei größeren Spannweiten und mehrfeldrigen Hauptträgern ist es erforderlich die Brücke in mehrere Betonierabschnitte einzuteilen. Dabei wird oftmals zuerst im Feldbereich betoniert, um die Zugspannungen im Beton und somit die Gefahr der Rissbildung im Bereich der Pfeiler zu reduzieren.

Nach dem Aushärten des Betons können alle Schalungsstützen und die Hilfskonstruktionen in der Mitte der Stahlträger entfernt werden.

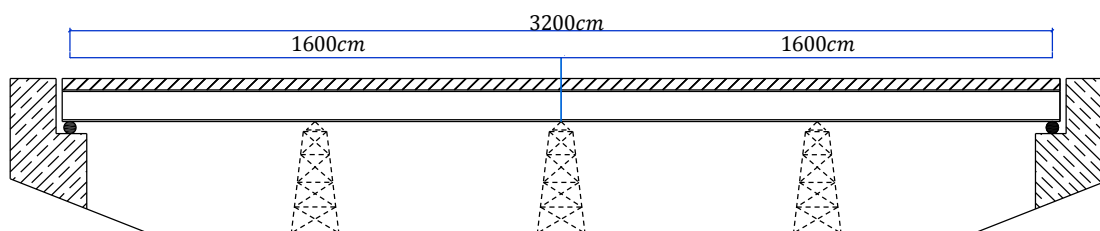


ABBILDUNG 2-10: ENTFERNEN ALLER HILFSKONSTRUKTIONEN NACH DEM AUSHÄRTEN DES ORTBETONS

Zuletzt erfolgt das Anbringen der Kappen und Schutzeinrichtungen, das Aufbringen des Belages und die Installation der Entwässerung, der Fahrbahnübergänge und der Versorgungsleitungen.

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

Da die zwei Hauptträger identisch sind, werden die Berechnungen nur für den halben Querschnitt der Brücke durchgeführt. Bei größeren Spannweiten und gleichen Brückenhälften, ausgehend von der Brückenmitte, ist es ratsam die Berechnungen nur für eine Hälfte durchzuführen.

Als effektiven Querschnitt bezeichnet man den Teil des Verbundes, der unter bestimmten Versagensarten, wie Rissbildung im Beton, Schubverzerrung in Beton- bzw. Stahlgurten oder lokales Beulen, reduziert wird und letztendlich für die Tragfähigkeit wirksam bleibt. Die Ermittlung des effektiven Querschnitts erfolgt durch eine exakte Berechnung oder durch Berücksichtigung einer mitragenden Gurtbreite.

#### 3.1. MITWIRKENDE BREITE DER BETONPLATTE

Für die Ermittlung der Schnittgrößen und die Nachweise der Querschnittstragfähigkeit werden die mitragenden Breiten am Endauflager und im Feldbereich einzeln errechnet.

Anhand des Querschnitts der Brücke aus Abbildung 2-3 im Kapitel 2.2.2. lassen sich die exakten geometrischen Breiten der Feld- und Kragplatte ermitteln. Hierbei ist darauf zu achten, dass bei mehrreihiger Dübelanordnung die geometrische Breite ab dem äußersten Kopfbolzendübel der jeweiligen Plattenseite angesetzt wird und nicht ab Mitte des Stahlträgers.

Abstand der äußeren Kopfbolzendübel

$$b_0 = 40\text{cm}$$

Geometrische Breite der Feldplatte

$$b_1 = 325\text{cm} - \frac{b_0}{2} = 325\text{cm} - \frac{40\text{cm}}{2} = 305\text{cm}$$

Geometrische Breite der Kragplatte

$$b_2 = 250\text{cm} - \frac{b_0}{2} = 250\text{cm} - \frac{40\text{cm}}{2} = 230\text{cm}$$

Anschließend kann man anhand Abbildung 3-1 die äquivalenten Stützweiten ermitteln und für die Endauflager bzw. die Feldbereiche die mitragende Breite des Betongurtes auf jeder Seite des Steges errechnen und zusammenfassen. Die äquivalente Stützweite entspricht dabei dem Abstand der Momentennullpunkte im jeweiligen Feld der Brücke. Die mitragende Breite ist stets kleiner oder gleich der geometrischen Breite.

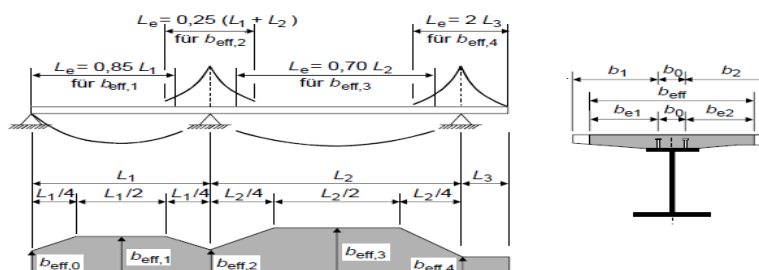


ABBILDUNG 3-1: ÄQUIVALENTE SPANNWEITEN UND MITTRAGENDE BREITEN NACH DIN FACHBEREICH 104

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

Länge des Trägers  $L = 3200\text{cm}$

Wert der äquivalenten Länge für Einfeldträger im Feldbereich  $L_e = L = 3200\text{cm}$

Betrag der mitwirkenden Breite auf jeder Seite des Steges im Feldbereich

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = \frac{3200\text{cm}}{8} = 400\text{cm} \not\leq b_1 = 305\text{cm} \rightarrow b_{e1} = 305\text{cm}$$

$$b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{3200\text{cm}}{8} = 400\text{cm} \not\leq b_2 = 230\text{cm} \rightarrow b_{e2} = 230\text{cm}$$

Mitwirkende Breite im Feldbereich

$$b_{eff,1} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 40\text{cm} + 305\text{cm} + 230\text{cm} = 575\text{cm} = 5,75\text{m}$$

Wert der äquivalenten Länge im Bereich der Endauflager

$$L_e = 0,85 \times L = 0,85 \times 3200\text{cm} = 2720\text{cm}$$

Beiwert für die Feldplatte

$$\beta_1 = 0,55 + 0,025 \times \frac{L_e}{b_1} = 0,55 + 0,025 \times \frac{2720}{305} = 0,773 \leq 1,0$$

Beiwert für die Kragplatte

$$\beta_2 = 0,55 + 0,025 \times \frac{L_e}{b_2} = 0,55 + 0,025 \times \frac{2720}{230} = 0,846 \leq 1,0$$

Betrag der mitwirkenden Breite auf jeder Seite des Steges im Bereich der Endauflager

$$\beta_1 \times b_{e1} = \beta_1 \times \frac{L_e}{8} = 0,773 \times \frac{3200\text{cm}}{8} = 309,2\text{cm} \not\leq b_1 = 305\text{cm} \rightarrow \beta_1 \times b_{e1} = 305\text{cm}$$

$$\beta_2 \times b_{e2} = \beta_2 \times \frac{L_e}{8} = 0,846 \times \frac{3200\text{cm}}{8} = 338,4\text{cm} \not\leq b_2 = 230\text{cm} \rightarrow \beta_2 \times b_{e2} = 230\text{cm}$$

Mitwirkende Breite im Bereich der Endauflager

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 \times b_{e1} + \beta_2 \times b_{e2} = 40\text{cm} + 305\text{cm} + 230\text{cm} = 575\text{cm} = 5,75\text{m}$$

### 3.2. KRIECHZAHLEN UND SCHWINDBEIWERTE

Die Prozesse des Kriechens und Schwindens werden in erster Linie von der Umgebungsfeuchtigkeit, den Abmessungen des Querschnitts der Brücke und den Bestandteilen des Betons beeinflusst. Das Kriechen hängt desweiteren stark vom Alter des Betons vor der erstmaligen Belastung ab.

Es wird eine relative Luftfeuchtigkeit von 80% angenommen, da die Straßenbrücke über ein Gewässer führen soll. Der Beton C35/45 wird der Zementfestigkeitsklasse 32,5R; 42,5N zugeordnet. Die wirksame Bauteilhöhe wird anhand der kompletten Querschnittsfläche eines Betongurtes und

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

dem Umfang dieser Fläche ermittelt. Hierbei entfallen die Anteile des Umfangs, welche nicht direkt mit der Umgebungsluft in Kontakt treten bzw. durch Abdichtungen vor ihr geschützt sind.

Gesamtquerschnitt des Betongurtes pro Hauptträger

$$A_c \approx 20278 \text{ cm}^2$$

Umfang des Betongurtes pro Hauptträger

$$u \approx 27,5 \text{ cm} + 2 \times 250 \text{ cm} + 325 \text{ cm} \approx 853 \text{ cm}$$

Wirksame Bauteilhöhe

$$h_0 = 2 \times \frac{A_c}{u} = 2 \times \frac{20278 \text{ cm}^2}{853 \text{ cm}} = 47,55 \text{ cm}$$

Anhand dieser Werte und der nachfolgenden Abbildungen lassen sich die Endkriechzahlen und das Endschwindmaß für verschiedene Alter des Betons bestimmen.

Entfernen der Hilfsstützen 12 Tage nach dem Betonieren

$$\varphi(t, t = 12 \text{ d}) = 1,8$$

Aufbringen der Ausbaulasten 45 Tage nach dem Betonieren

$$\varphi(t, t = 45 \text{ d}) = 1,5$$

Setzung durch mögliche Baugrundbewegung 45 nach dem Betonieren  $\varphi(t, t = 45 \text{ d}) = 1,5$

Schwinden 1 Tag nach dem Betonieren

$$\varphi(t, t = 1 \text{ d}) = 2,9$$

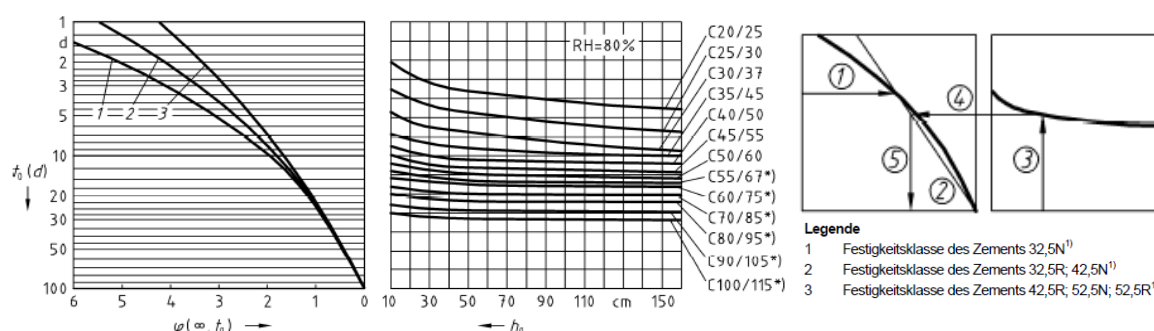


ABBILDUNG 3-2: ENDKRIECHZAHLEN FÜR NORMALBETON UND EINE RELATIVE LUFTFEUCHTE VON 80%

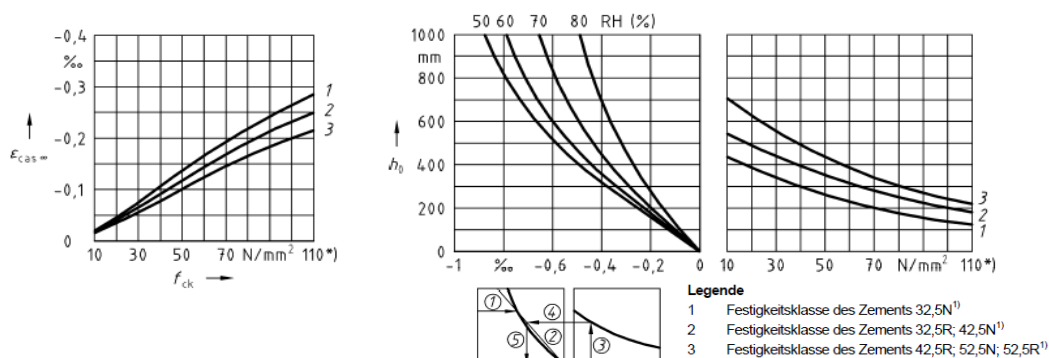


ABBILDUNG 3-3: SCHRUMPFDEHNUNG ZUM ZEITPUNKT  $t = \infty$  (LINKS); TROCKNUNGSSCHWINDDEHNUNG ZUM ZEITPUNKT  $t = \infty$  (RECHTS)

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

Schrumpfdehnung in Abhängigkeit der wirksamen Bauteilhöhe  $\varepsilon_{cas\infty} = -0,07$

Trocknungsschwinddehnung in Abhängigkeit der wirksamen Bauteilhöhe  $\varepsilon_{cds\infty} = -0,28$

Berechnung des Endschwindmaßes aus Schrumpfdehnung und Trocknungsschwinddehnung

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{cas\infty} + \varepsilon_{cds\infty} = -0,07 - 0,28 = -0,35\text{‰}$$

### 3.3. STEIFIGKEIT DER VERBUNDQUERSCHNITTE

Die Querschnitte der einzelnen Elemente werden gemäß Kapitel 2.2.2. angesetzt. Die Lage der Bewehrung, mit einer Fläche von  $A_s = 150\text{cm}^2$ , wird dabei im Schwerpunkt des Betongurtes angenommen, welcher ausgehend von der Verbundfuge einen Abstand von  $z_s = 23,01\text{cm}$  besitzt.

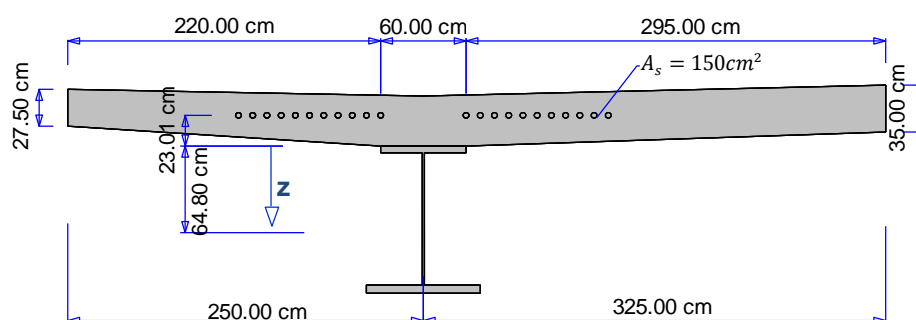


ABBILDUNG 3-4: VERBUNDQUERSCHNITT MIT SCHWERACHSEN DER EINZELNEN ELEMENTE

Die Fläche des Betongurtes mit  $A_c \approx 20278\text{cm}^2$  und sein Trägheitsmoment mit  $I_c = 2312820\text{cm}^4$  wurden mit Hilfe der Software DICKQ 6 der Firma Dlubal ermittelt.

Mit Hilfe der einzelnen Teilflächen des Stahlträgers und den Abständen dieser Flächen zur Verbundfuge kann man den Schwerpunkt des Trägers und somit seinen Trägheitsmoment bestimmen.

Fläche des Untergurtes  $A_{a,UG} = 300\text{cm}^2$

Fläche des Steges  $A_{a,ST} = 247,5\text{cm}^2$

Fläche des Obergurtes  $A_{a,OG} = 480\text{cm}^2$

Gesamtquerschnittsfläche des Stahlträgers

$$A_a = A_{a,UG} + A_{a,ST} + A_{a,OG} = 300\text{cm}^2 + 247,5\text{cm}^2 + 480\text{cm}^2 = 1027,5\text{cm}^2$$

Schwerpunkt des Stahlträgers

$$\begin{aligned} z_a &= \frac{\sum A_{a,i} \times z_{a,i}}{A_a} \\ &= \frac{300\text{cm}^2 \times \frac{5\text{cm}}{2} + 247,5\text{cm}^2 \times \left(5\text{cm} + \frac{99\text{cm}}{2}\right) + 480\text{cm}^2 \times \left(5\text{cm} + 99\text{cm} + \frac{6\text{cm}}{2}\right)}{1027,5\text{cm}^2} \\ &= 63,84\text{cm} \end{aligned}$$

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

Flächenträgheitsmoment des Stahlträgers mit Steinerschem Anteil

$$\sum I_{a,i} = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{60\text{cm} \times (5\text{cm})^3}{12} + \frac{2,5\text{cm} \times (99\text{cm})^3}{12} + \frac{80\text{cm} \times (6\text{cm})^3}{12} = 204210,63\text{cm}^4$$

$$\begin{aligned} \sum A_{a,i} \times (z_a - z_{a,i})^2 \\ = 300\text{cm}^2 \times \left(63,84\text{cm} - \frac{5\text{cm}}{2}\right)^2 + 247,5\text{cm}^2 \times \left(63,84\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{99\text{cm}}{2}\right)^2 \\ + 480\text{cm}^2 \times \left(63,84\text{cm} - 5\text{cm} - 99\text{cm} - \frac{6\text{cm}}{2}\right)^2 = 2044506,6\text{cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_a = \sum I_{a,i} + \sum A_{a,i} \times (z_a - z_{a,i})^2 = 204210,63\text{cm}^4 + 2044506,6\text{cm}^4 = 2248717,23\text{cm}^4$$

Die Berechnung des Schwerpunktes und des Flächenträgheitsmomentes aus der Kombination von Bewehrung und Stahlträger erfolgt nach dem gleichen Schema und wird nur vereinfacht dargestellt.

Querschnittsfläche aus Bewehrung und Stahlträger  $A_{St} = 1177,5\text{cm}^2$

Schwerpunkt des Gesamtstahls ausgehend von der Verbundfuge

$$z_{St} = \frac{\sum A_{a,i} \times z_{a,i} + A_s \times z_s}{A_{St}} = \frac{65598,75\text{cm}^3 + 150\text{cm}^2 \times (-23,01\text{cm})}{1177,5\text{cm}^2} = 52,78\text{cm}$$

Statisches Moment in der Verbundfuge

$$S_{2,s} = A_s \times (z_{St} + 23,01\text{cm}) = 150\text{cm}^2 \times (52,78\text{cm} + 23,01\text{cm}) = 11368,5\text{cm}^3$$

Flächenträgheitsmoment des Gesamtstahlquerschnittes mit Steinerschem Anteil

$$\sum I_{a,i} = \frac{b \times t^3}{12} = 204210,63\text{cm}^4$$

$$\sum A_{St,i} \times (z_{St} - z_{St,i})^2 = \sum A_{a,i} \times (z_{St} - z_{a,i})^2 + A_s \times (z_{St} - z_s)^2$$

$$\sum A_{St,i} \times (z_{St} - z_{St,i})^2 = 2170263,8\text{cm}^4 + 861618,6\text{cm}^4 = 3031882,4\text{cm}^4$$

$$I_{St} = \sum I_{a,i} + \sum A_{St,i} \times (z_{St} - z_{St,i})^2 = 204210,63\text{cm}^4 + 3031562,2\text{cm}^4 = 3236093\text{cm}^4$$

Mit den berechneten Querschnittswerten und dem Gesamtquerschnittsverfahren können nun die transformierten Verbundquerschnitte ermittelt werden. In diesem Verfahren wird das Langzeitverhalten des Betons durch eine Abminderung der Betonquerschnittswerte erfasst. Diese Abminderung erfolgt mittels Reduktionszahlen, welche nach der Art und dem zeitlichen Verlauf bestimmter Einwirkungen ermittelt werden. Somit entstehen für verschiedene Einwirkungen unterschiedliche Steifigkeitsverteilungen der Querschnitte.

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

Nachfolgend werden alle Schritte zur Berechnung der Reduktionszahlen und der Verbundquerschnitte aufgezeigt und die Ergebnisse in tabellarischer Form zusammengefasst. Hierbei steht der allgemeine Index „L“ für die Lastfallabhängigkeit der Reduktionszahlen und Kriechbeiwerte für verschiedene Beanspruchungsverläufe. Er wird für bestimmte zeitliche Verläufe der Beanspruchungen durch die folgenden Indizes ersetzt.

Kurzzeitbelastungen	Index „0“
Zeitlich konstante Belastungen	Index „P“
Zeitlich veränderliche Belastungen	Index „PT“
Schwinden	Index „S“

#### 3.3.1. REDUKTIONSZAHLEN UND KRIECHBEIWERTE NACH ZEITLICHEM VERLAUF DER BEANSPRUCHUNGEN

Reduktionszahl für Kurzzeitbelastung zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{2990 \text{ kN/cm}^2} = 7,02$$

Lastfallabhängiger Kriechbeiwert für zeitlich konstante Einwirkungen  $\psi_P = 1,10$

Lastfallabhängige Reduktionszahl für zeitlich konstante Einwirkungen

$$n_P = n_0 \times (1 + \psi_P \times \varphi_t)$$

Lastfallabhängiger Kriechbeiwert für zeitlich veränderliche Einwirkungen  $\psi_{PT} = 0,55$

Lastfallabhängige Reduktionszahl für zeitlich veränderliche Einwirkungen

$$n_{PT} = n_0 \times (1 + \psi_{PT} \times \varphi_t)$$

Lastfallabhängiger Kriechbeiwert für Schwinden  $\psi_S = 0,55$

Lastfallabhängige Reduktionszahl für Schwinden

$$n_S = n_0 \times (1 + \psi_S \times \varphi_t)$$

**TABELLE 3-1: REDUKTIONSZAHLEN FÜR ZEITLICH KONSTANTE UND VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN**

Belastungszustand und Zeitpunkt der Belastung	Konstante Einwirkung		Veränderliche Einwirkung	
	$\varphi_t$	$n_L$	$\varphi_t$	$n_L$
Entfernen der Hilfsstütze, $t_0 = 12 \text{ d}$	1,8	$n_{P,t_0=12 \text{ d}} = 20,9$	1,8	$n_{P,t_0=12 \text{ d}} = 14$
Ausbaulasten, $t_0 = 45 \text{ d}$	1,5	$n_{P,t_0=45 \text{ d}} = 18,6$	1,5	$n_{P,t_0=45 \text{ d}} = 12,8$
Schwinden, $t_0 = 1 \text{ d}$	2,9	$n_{S,t_0=1 \text{ d}} = 18,22$		

### 3. QUERSCHNITTSWERTE

#### 3.3.2. VERBUNDQUERSCHNITTE FÜR VERSCHIEDENE BELASTUNGSZUSTÄNDE

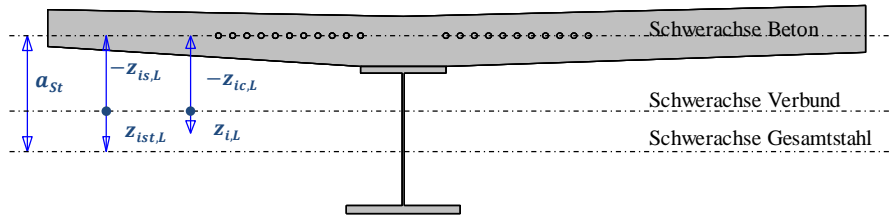


ABBILDUNG 3-5: SCHWERACHSEN DER EINZELBAUTEILE UND DES GESAMTVERBUNDES

Transformierter Betonteilquerschnitt	$A_{c,L} = \frac{A_c}{n_L}$
Transformierter Betonteilträgheitsmoment	$I_{c,L} = \frac{I_c}{n_L}$
Position der Schwerachse des Verbundquerschnittes	$z_{ic,L} = -\frac{A_{St} \times a_{St}}{A_{i,L}}$
Transformierter Verbundgesamtquerschnitt	$A_{i,L} = A_{c,L} + A_{St}$
Transformierter Verbundgesamtträgheitsmoment	$I_{i,L} = I_{c,L} + I_{St} + \frac{A_{c,L} \times A_{St}}{A_{i,L}} \times a_{St}^2$
Statisches Moment in der Verbundfuge	$S_{i,c+s,L} = (A_{c,L} + A_S) \times  z_{ic,L} $

TABELLE 3-2: ELASTISCHE VERBUNDQUERSCHNITTSWERTE FÜR VERSCHIEDENE BELASTUNGSZUSTÄNDE

Zeitpunkt		$t = 0$	Entfernen der Hilfsstütze $t_0 = 12 \text{ d}$	Ausbaulasten $t_0 = 45 \text{ d}$	Schwinden $t_0 = 1 \text{ d}$
$n_L$	konstant	7,02	20,9	18,6	18,22
	veränderlich		14	12,8	
$A_c \text{ in cm}^2$		20278	20278	20278	20278
$A_{c,L} \text{ in cm}^2$	konstant	2888,6	970,24	1090,22	1113
	veränderlich		1448,43	1584,22	
$I_c \text{ in cm}^4$		2312820	2312820	2312820	2312820
$I_{c,L} \text{ in cm}^4$	konstant	329461,5	110661,24	124345,2	126938,53
	veränderlich		165201,42	180689	
$A_{St} \text{ in cm}^2$		1177,5	1177,5	1177,5	1177,5
$A_{i,L} \text{ in cm}^2$	konstant	4066,1	2147,74	2267,72	2290,5
	veränderlich		2625,93	2761,72	
$a_{St} \text{ in cm}$		75,79	75,79	75,79	75,79
$z_{ic,L} \text{ in cm}$	konstant	-21,95	-41,55	-39,35	-38,96
	veränderlich		-33,99	-32,31	
$A_S \text{ in cm}^2$		150	150	150	150
$S_{i,c+s,L} \text{ in cm}^3$	konstant	66697,3	46546	48802,7	49206,5
	veränderlich		54330,6	56032,6	
$I_{i,L} \text{ in cm}^4$	konstant	8370562	6402253,6	6612130,5	6649652,3
	veränderlich		7132069,8	7296682,4	



## 4. CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

### 4.1. STÄNDIGE EINWIRKUNGEN

#### 4.1.1. EIGENGEWICHT DES STAHLTRÄGERS

Das Eigengewicht des verwendeten Stahlträgers berechnet sich aus dessen Querschnittsfläche und der Wichte von Stahl. Diese Last wird in eine Streckenlast umgewandelt und bleibt, durch den gleichbleibenden Querschnitt, über die komplette Länge des Stahlträgers konstant. Um das Gewicht von Kopfbolzendübeln und Beulsteifen nicht außer Acht zu lassen, wird der Last aus dem Eigengewicht ein konstanter Zuschlag aufgerechnet. Die Querträger im Auflagerbereich greifen in Form mehrerer Einzellasten direkt am jeweiligen Auflager an.

Querschnittsfläche des Stahlträgers

$$A_a = 1027,5 \text{ cm}^2$$

Wichte von Stahl

$$\gamma_{\text{Stahl}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Streckenlast nicht einzeln aufgeführter Bauteile

$$\Delta g = 0,6 \text{ kN/m}$$

Streckenlast aus Eigengewicht des Stahlträgers

$$g_{k,1} = \frac{A_a}{100^2} \times \gamma_{\text{Stahl}} + \Delta g = \frac{1027,5 \text{ cm}^2}{100^2} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 + 0,6 \text{ kN/m} = 8,7 \text{ kN/m}$$

Einzellast der Querträger pro Auflager

$$F_{QA} = 7 \text{ kN}$$

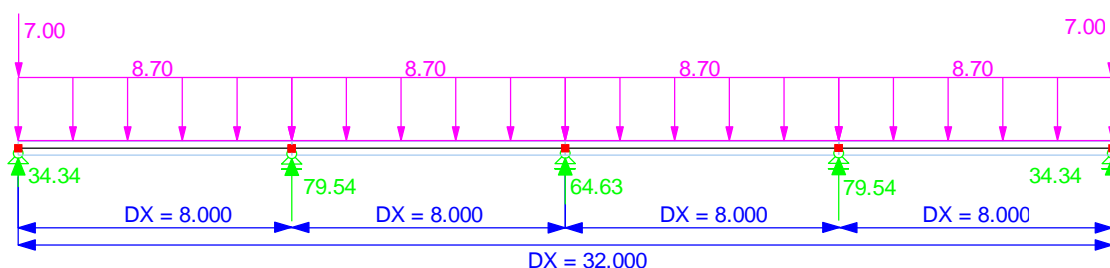


ABBILDUNG 4-1: CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNG AUS DEM EIGENGEWICHT DES STAHLTRÄGERS

Auflagerkraft der Hilfsstütze 1

$$A_{EG,1} = 64,63 \text{ kN}$$

Auflagerkraft der Hilfsstütze 2

$$A_{EG,2} = 79,54 \text{ kN}$$

#### 4.1.2. BETONIERLASTEN

Das Gewicht der verlorenen Schalung errechnet sich aus deren Betonhöhe und einem angenommenen Wert pro Zentimeter Betondicke je Quadratmeter. Dieser Wert ist, in Abhängigkeit der verschiedenen Querschnitte und Höhen der eingebetteten Gitterträger, von Elementdecke zu Elementdecke und Hersteller zu Hersteller unterschiedlich. Genauere Angaben können beim jeweiligen Hersteller erfragt werden. Zur Berechnung der Straßenbrücke sollen Elementdecken des Herstellers FILIGRAN zum Einsatz kommen.

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Betonhöhe der Elementdecke

$$h_{B,ED} = 5\text{cm}$$

Last pro  $\text{cm}$  Betondicke der Elementdecke je  $\text{m}^2$

$$g_{Pl,Ele} = \frac{0,26\text{kN/cm}}{\text{m}^2}$$

Flächenlast aus Eigengewicht der verlorenen Schalung

$$g_{Ele} = h_{B,ED} \times g_{Pl,Ele} = 5\text{cm} \times \frac{0,26\text{kN/cm}}{\text{m}^2} = 1,3\text{kN/m}^2$$

Streckenlast der verlorenen Schalung pro Hauptträger

$$g_{HT,Ele} = g_{Ele} \times \left( \frac{6,5\text{m}}{2} + 2,5\text{m} \right) = 1,3\text{kN/m}^2 \times 5,75\text{m} = 7,475\text{kN/m}$$

Von der Betonierphase bis zum Trocken des Betons befinden sich große Mengen Wasser im Frischbeton. Dieser Wassergehalt muss in die Auflistung der charakteristischen Einwirkungen einbezogen werden.

Querschnittsfläche der Ortbetonschicht pro Hauptträger

$$A_{OB} = 17403\text{cm}^2$$

Wichte von Frischbeton

$$\gamma_{Frischbeton} = 26\text{kN/m}^3$$

Streckenlast des Frischbetons

$$g_{HT,Frisch} = \frac{A_{OB}}{100^2} \times \gamma_{Frischbeton} = \frac{17403\text{cm}^2}{100^2} \times 26\text{kN/m}^3 = 45,25\text{kN/m}$$

Last während des Betonierens pro Hauptträger

$$g_{k,2,1} = g_{HT,Ele} + g_{HT,Frisch} = 7,475\text{kN/m} + 45,25\text{kN/m} = 52,725\text{kN/m}$$

Durch das Abbinden des Frischbetons kann der verschwindende Wasseranteil im Beton zurückgerechnet werden. Der Vorgang des Abbindens ist nach 24 Stunden abgeschlossen. Nach dieser Zeit härtet der Beton aus.

Wichte von abgebundenem Beton

$$\gamma_{Beton} = 25\text{kN/m}^3$$

Wichte des Abbindens

$$\gamma_{Abbinden} = \gamma_{Beton} - \gamma_{Frischbeton} = 25\text{kN/m}^3 - 26\text{kN/m}^3 = -1\text{kN/m}^3$$

Lastreduzierung durch Abbinden des Betons

$$g_{k,2,2} = \frac{A_{OB}}{100^2} \times \gamma_{Abbinden} = \frac{17403\text{cm}^2}{100^2} \times (-1\text{kN/m}^3) = -1,74\text{kN/m}$$

Aus der Phase des Betonierens und Abbindens können nun die Auflagerkräfte der Hilfsstützen ermittelt werden. Die Elementdecke der Straßenbrücke wird zeitgleich von den Auflagern ausge-

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

hend in Richtung Mitte der Brücke verlegt. Das Betonieren erfolgt nach demselben Prinzip. Eine Unterteilung der Brücke, in verschiedene Abschnitte, ist bei einer Spannweite von 32m nicht erforderlich. Für größere Spannweiten kann es notwendig werden die Brücke in mehrere Betonierabschnitte einzuteilen. Dies erfordert die Betrachtung unterschiedlich fortgeschrittener Betonierphasen und deren Auswirkung auf das Tragverhalten der Stahl- sowie Verbundquerschnitte.

Nach Demontage der Hilfsstützen und Ausbildung des vollen Verbundquerschnittes müssen die zuvor wirkenden Auflagerkräfte der Hilfsstützen als äußerlich wirkende Kräfte auf die Straßenbrücke aufgebracht werden.

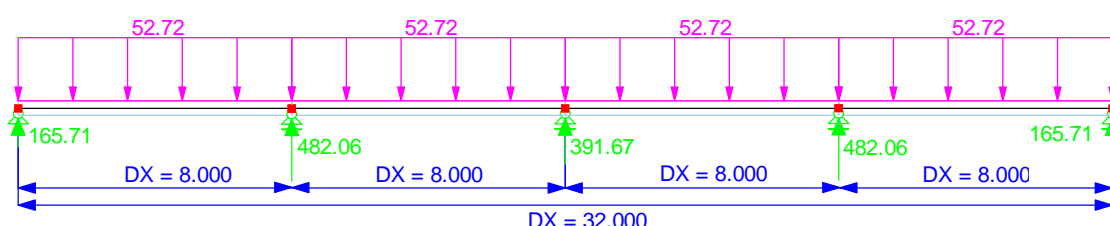


ABBILDUNG 4-2: CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN INFOLGE EINSCHALEN UND BETONIEREN

Auflagerkraft der Hilfsstütze 1 in Phase 1

$$A_{H1,1} = 391,67 \text{ kN}$$

Auflagerkraft der Hilfsstütze 2 in Phase 1

$$A_{H2,1} = 482,06 \text{ kN}$$

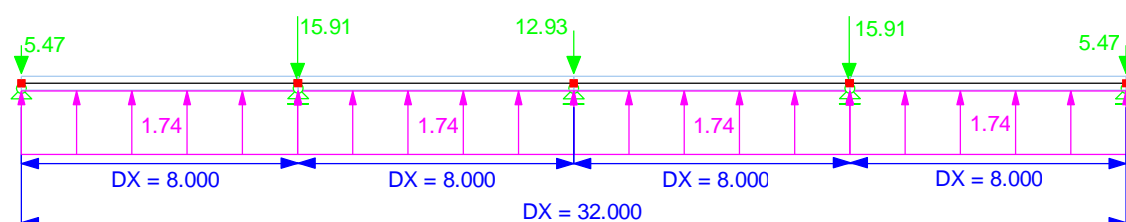


ABBILDUNG 4-3: CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN INFOLGE ABBINDEN

Auflagerkraft der Hilfsstütze 1 in Phase 2

$$A_{H1,2} = -12,93 \text{ kN}$$

Auflagerkraft der Hilfsstütze 2 in Phase 2

$$A_{H2,2} = -15,91 \text{ kN}$$

Gesamtauflagerkräfte der Hilfsstützen

$$A_{H1} = A_{EG,1} + A_{H1,1} + A_{H1,2} = 64,63 \text{ kN} + 391,67 \text{ kN} + (-12,93 \text{ kN}) = 443,37 \text{ kN}$$

$$A_{H2} = A_{EG,2} + A_{H2,1} + A_{H2,2} = 79,54 \text{ kN} + 482,06 \text{ kN} + (-15,91 \text{ kN}) = 545,69 \text{ kN}$$

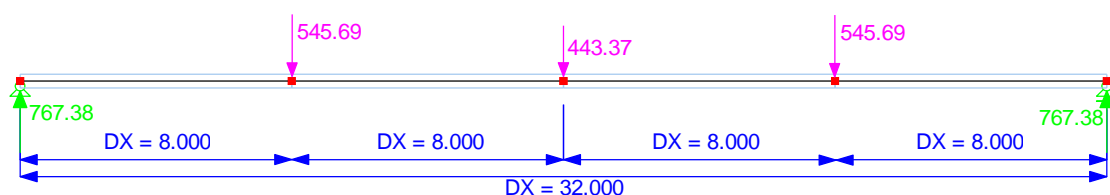


ABBILDUNG 4-4: CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN INFOLGE DEMONTAGE DER HILFSSTÜTZE

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

##### 4.1.3. INSTALLATIONS- UND AUSBAULASTEN

Nachfolgend werden alle weiteren ständigen charakteristischen Ausbaulasten zusammengeführt. Alle Querschnitte ergeben sich dabei aus den Konstruktionsskizzen aus Kapitel 2.2.

Es werden 8cm Fahrbahnbelag auf die Betondecke aufgebracht. Für Straßenbrücken ist eine Mindestflächenlast von  $0,24 \text{ kN/m}^2$  pro aufgebrachtem Zentimeter Fahrbahnbelag anzusetzen.

Streckenlast des Fahrbahnbelages

$$g_{Al,1} = 8 \text{ cm} \times \frac{0,24 \text{ kN/m}^2}{\text{cm}} \times 3,25 \text{ m} = 6,24 \text{ kN/m}$$

Der Mehreinbau des Fahrbahnbelages muss mit einer konstanten Flächenlast von  $0,5 \text{ kN/m}^2$  über die komplette Fahrbahnoberfläche angenommen werden. Bei Klapp- oder Wippbrücken ist dieser Wert, für alle Brückenstellungen, stattdessen mit  $\pm 0,25 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen.

Streckenlast des Mehreinbaus

$$g_{Al,2} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 3,25 \text{ m} = 1,625 \text{ kN/m}$$

Als Kappe bezeichnet man den Bereich zwischen Bordstein und Außenkante der Brücke. Sie dient als Fahrrad- bzw. Gehweg und gleichzeitig als Befestigungsmöglichkeit für verschiedene Schutz-einrichtungen. Im Allgemeinen wird sie aus Beton hergestellt und besitzt daher eine Wichte von  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Streckenlast der Brückenkappe

$$g_{Al,3,1} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,22 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} = 13,75 \text{ kN/m}$$

Streckenlast des Gesims

$$g_{Al,3,2} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,54 \text{ m} \times 0,35 \text{ m} = 4,725 \text{ kN/m}$$

Die Streckenlasten für Geländer und weitere Installationen, wie Versorgungsleitungen und Entwässerungen, werden angenommen.

Streckenlast des Geländers

$$g_{Al,4} \sim 0,5 \text{ kN/m}$$

Streckenlast der weiteren Installationen

$$g_{Al,5} \sim 1,4 \text{ kN/m}$$

Streckenlast des Gesamtausbaus

$$g_{Al} = \sum g_{Al,i} = 28,24 \text{ kN/m}$$

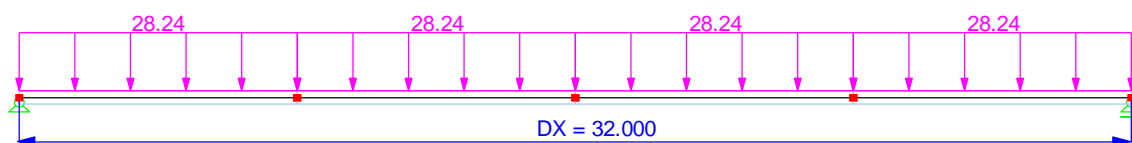


ABBILDUNG 4-5: CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN INFOLGE AUSBAU UND INSTALLATION

## 4.2. VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN

### 4.2.1. VERKEHRSLASTEN

Nach DIN Fachbericht 101 sind drei Verkehrslastmodelle zu betrachten. Diese sind, falls nicht anders festgelegt, das Lastmodell 1 für Doppelachsfahrzeuge, Lastmodell 4 für Menschengedränge und das Ermüdungslastmodell 3 für Einzelfahrzeuge. Auf die Lastmodelle 2 und 3 wird verzichtet. Alle verwendeten Lasten sind Nominallasten und beinhalten eine dynamische Erhöhung.

Die Brücke wird nicht gewichtsbeschränkend beschildert, womit die allgemeinen Regeln der Lastmodelle angewandt werden. Lasten für Sonderfahrzeuge, Prüfung, Überwachung und Straßenbauarbeiten werden nicht berücksichtigt.

Alle zuvor konstruktiv festgelegten Fahrstreifen sind durch rechnerische Fahrstreifen zu ersetzen. Hierbei ist die maximale Breite eines rechnerischen Fahrstreifens mit  $3m$  anzusetzen. Die Kappenbereiche werden bis zum Geländer in die Berechnung der Restflächen einbezogen.

Fahrbahnbreite  $w = 6,5m$

Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen

$$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{Int}\left(\frac{6,5}{3}\right) = 2$$

Breite eines rechnerischen Fahrstreifens nach DIN FB 101  $w_l = 3m$

Breite der Restfläche

$$b_{\text{Restfläche}} = w - 3m \times n_l + 5,2m = 6,5m - 3m \times 2 + 5,2 = 5,7m$$

Die Anordnung der Lastmodelle, in den rechnerischen Fahrstreifen, sollte für jeden Einzelnachweis in ungünstigster Stellung erfolgen. Die Fahrstreifen sind dabei nebeneinander und ohne Restfläche zu betrachten.

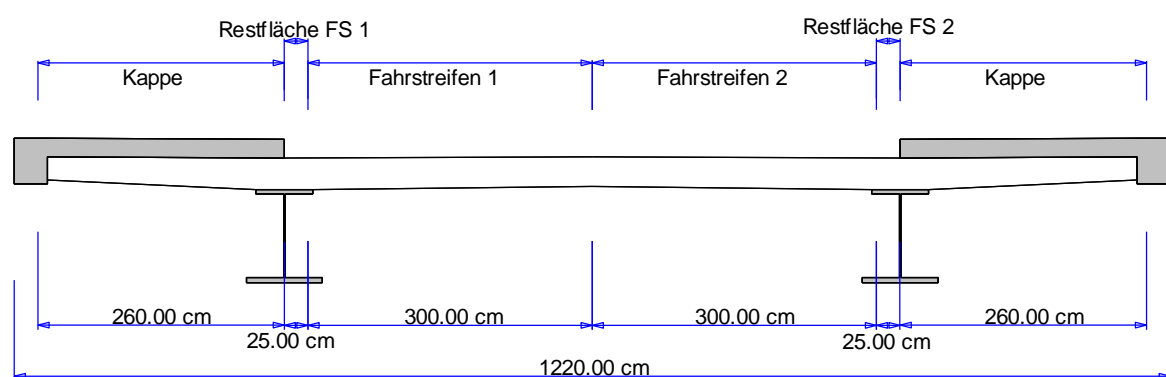


ABBILDUNG 4-6: EINTEILUNG DER BRÜCKE IN RECHNERISCHE FAHRSTREIFEN

#### 4.2.1.1. DOPPELACHSFAHRZEUG

Für die Berechnung der charakteristischen Einwirkungen sind zwei Systeme zu betrachten.

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Das Tandem-System TS bezieht sich auf die Doppelachse eines Fahrzeuges. Die Last einer Doppelachse wird dabei auf zwei identische Einzellasten mit zentrischer Laststellung umgerechnet. Jedes Rad der Doppelachse besitzt eine Aufstandsfläche in Form eines Quadrates mit der Seitenlänge von 0,4m. Der Abstand der Achsen beträgt 1,2m. Der Radabstand einer Doppelachse beträgt 2m.

Anpassungsfaktor für Tandem-Systeme

$$\alpha_{Qi} = 0,8$$

Grundwert der Achslast in Fahrstreifen 1

$$Q_{1k} = 300kN$$

Grundwert der Achslast in Fahrstreifen 2

$$Q_{2k} = 200kN$$

Angepasster Grundwert für Fahrstreifen 1

$$\alpha_{Q1} \times Q_{1k} = 0,8 \times 300kN = 240kN$$

Einzellast pro Aufstandsfläche auf Fahrstreifen 1

$$F_{TS,1} = \frac{\alpha_{Q1} \times Q_{1k}}{2} = \frac{240kN}{2} = 120kN$$

Angepasster Grundwert für Fahrstreifen 2

$$\alpha_{Q2} \times Q_{2k} = 0,8 \times 200kN = 160kN$$

Einzellast pro Aufstandsfläche auf Fahrstreifen 2

$$F_{TS,2} = \frac{\alpha_{Q2} \times Q_{2k}}{2} = \frac{160kN}{2} = 80kN$$

Weitere Fahrstreifen sind nicht zu berücksichtigen.

Aus den angepassten Grundwerten einer Doppelachse ergeben sich die, in Abbildung 4-7, veranschaulichten Auflagerkräfte.

Auflagerkraft A

$$A = \max Q_i = 218,46kN$$

Auflagerkraft B

$$B = \text{zug} Q_i = 181,54kN$$

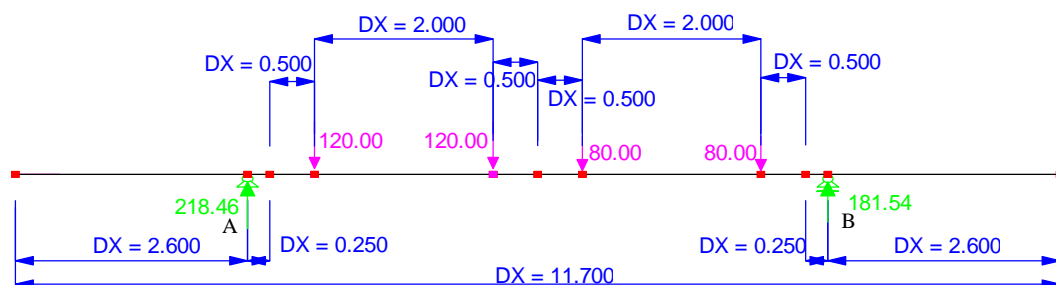


ABBILDUNG 4-7: AUFLAGERKRÄFTE AUS TANDEM-SYSTEM

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Das UDL-System, für gleichmäßig verteilte Belastung, bezieht sich neben den Fahrstreifen auch auf die übrigen Restflächen. Es werden verschiedene Streckenlasten auf den zu berechnenden Querschnitt der Straßenbrücke verteilt.

Anpassungsfaktor für Fahrstreifen von UDL-Systemen  $\alpha_{qi} = 1,0$

Anpassungsfaktor für Restflächen von UDL-Systemen  $\alpha_{qr} = 1,0$

Gleichmäßig verteilte Last auf Fahrstreifen 1  $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

Gleichmäßig verteilte Last auf Fahrstreifen 2  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Gleichmäßig verteilte Last auf Restflächen  $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Die angepasste gleichmäßig verteilte Last besitzt, durch den Anpassungsfaktor von  $\alpha_{qi} = 1,0$  bzw.  $\alpha_{qr} = 1,0$ , denselben Wert wie die gleichmäßig verteilte Last.

$$q_{1k} \times \alpha_{q1} = 9,0 \text{ kN/m}^2 \times 1,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2 = q_{1k}$$

$$q_{2k} \times \alpha_{q2} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,0 = 2,5 \text{ kN/m}^2 = q_{2k}$$

$$q_{rk} \times \alpha_{qr} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,0 = 2,5 \text{ kN/m}^2 = q_{rk}$$

Alle weiteren Fahrstreifen verhalten sich wie Fahrstreifen 2.

Aus dem Anpassungswert, der gleichmäßig verteilten Lasten, erhält man die folgenden Auflagerkräfte.

Auflagerkraft a als Streckenlast  $\max. a = \max. q_i = 30,17 \text{ kN/m}$

Auflagerkraft b als Streckenlast  $\text{zug. } b = \text{zug. } q_i = 12,07 \text{ kN/m}$

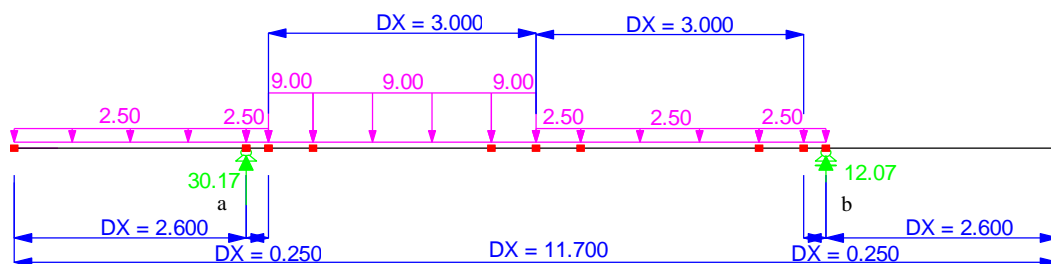


ABBILDUNG 4-8: AUFLAGERKRÄFTE AUS UDL-SYSTEM

Die Streckenlast auf den äußeren rechten Bereich der Restfläche minimiert die maximale Auflagerkraft im Auflager A und wird deshalb nicht mit berücksichtigt.

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Die ermittelten Auflagerkräfte werden nun so auf einen Hauptträger verteilt, dass sie eine Überfahrt durch ein Fahrzeug simulieren. Dazu wird die Straßenbrücke in gleichgroße Abschnitte unterteilt und die Belastungen aus dem TS-System abschnittsweise über die Brücke geführt. Die Unterteilung erfolgt in acht gleiche Stücke mit einer Länge von je 4m. Das UDL-System wird über die volle Länge der Brücke angesetzt. Auf diese Weise können die Einwirkungen auf das Tragwerk näherungsweise bestimmt werden.

Die Belastung eines Hauptträgers erfolgt mit einer Streckenlast von  $\max. q_i = 30,17 \text{ kN/m}$  und zwei Einzellasten mit je  $\max Q_i = 218,46 \text{ kN}$ . Der Abstand der Einzellasten beträgt 1,2m.

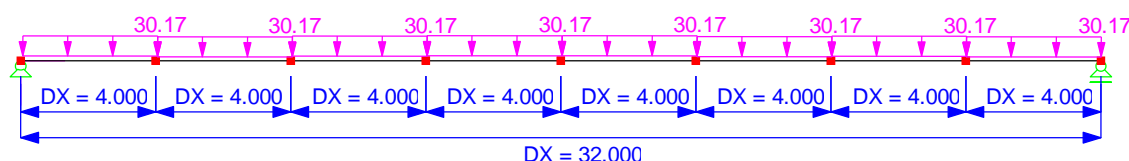


ABBILDUNG 4-9: CHARAKTERISTISCH GLEICHMÄßIG VERTEILTE BELASTUNG

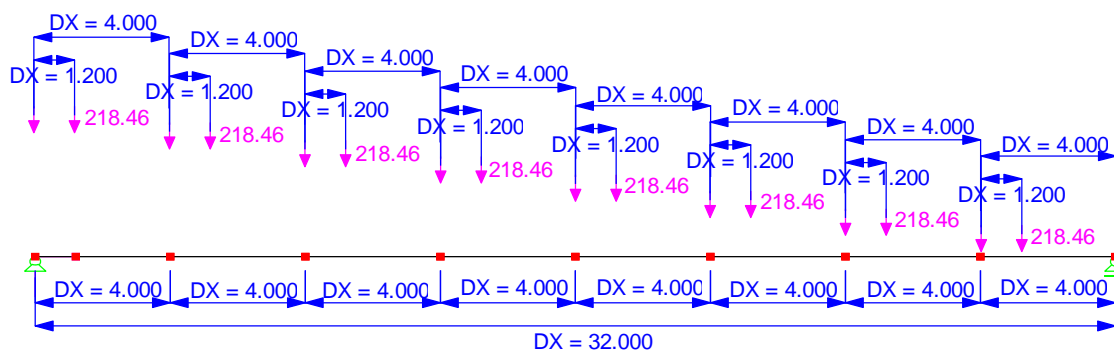


ABBILDUNG 4-10: CHARAKTERISTISCHE BELASTUNG FÜR EINE DOPPELACHSE

##### 4.2.1.2. MENSCHENGEDRÄNGE

Bei Straßenbrücken wird in Lastmodell 4 eine Flächenlast über die volle Breite der Brücke zwischen den Geländern gesetzt.

Flächenlast für Menschengedränge

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Auflagerkraft a und b

$$a = b = 29,25 \text{ kN/m}$$

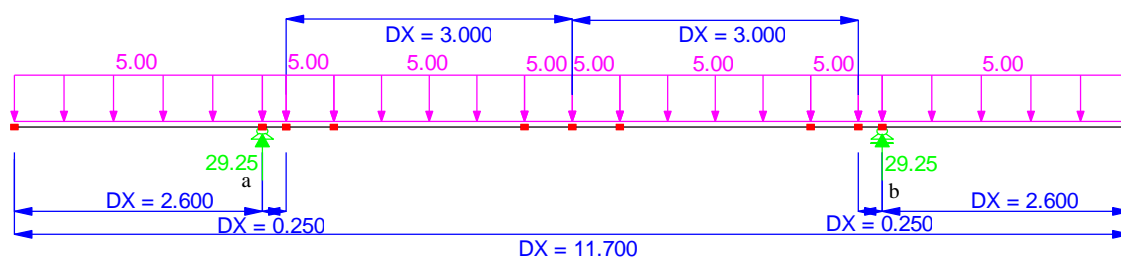


ABBILDUNG 4-11: AUFLAGERKRÄFTE FÜR MENSCHENGEDRÄNGE



#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Die Auflagerkräfte des Lastmodells für Menschengedränge sind kleiner als die maßgebende Auflagerkraft aus dem UDL-System und müssen daher nicht weiter berücksichtigt werden.

Durch die Einteilung der Lastmodelle in Verkehrslastgruppen kann eine Aussage über die Gleichzeitigkeit der verschiedenen Einwirkungen aus Verkehr getroffen werden. Zur Berechnung des Überbaus wird die Straßenbrücke in die Lastgruppe 1 eingeordnet, in der das Lastmodell 1 maßgebend ist. Für Geh- und Radwege auf Brücken wurde ein abgeminderter Wert bei der Ermittlung der Belastungen für gleichmäßig verteilte Lasten berücksichtigt.

Je nach Brückenart und Festlegung vom Bauherrn können so verschiedene Einwirkungen maßgebend werden und unterschiedliche Kombinationen auftreten.

##### 4.2.1.3. ERMÜDUNGSLASTMODELL 3

Dieses Lastmodell besteht aus vier Achsen mit je zwei gleichen Rädern, welche im jeweiligen rechnerischen Fahrstreifen zentrisch angeordnet sind. Jedes Rad besitzt die Aufstandsfläche eines Quadrates mit einer Seitenlänge von  $0,4m$ . Der Radabstand beträgt  $2m$ . Der Abstand der einzelnen Achsen wird in Abbildung 4-12 dargestellt.

Last pro Achse

$$Q_{3k} = 120kN$$

Last pro Aufstandsfläche

$$F_{ELM3,1} = \frac{Q_{3k}}{2} = \frac{120kN}{2} = 60kN$$

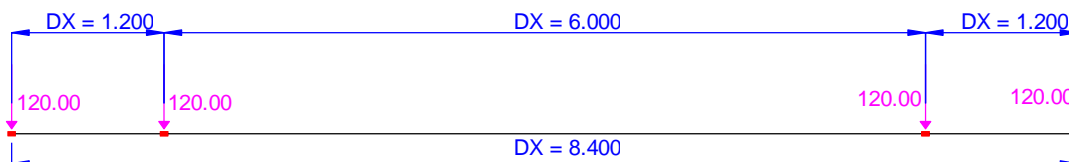


ABBILDUNG 4-12: VERTEILUNG DER ACHSLASTEN

Auflagerkraft A

$$A = \max Q_i = 87,69kN$$

Auflagerkraft B

$$B = \text{zug} Q_i = 32,31kN$$

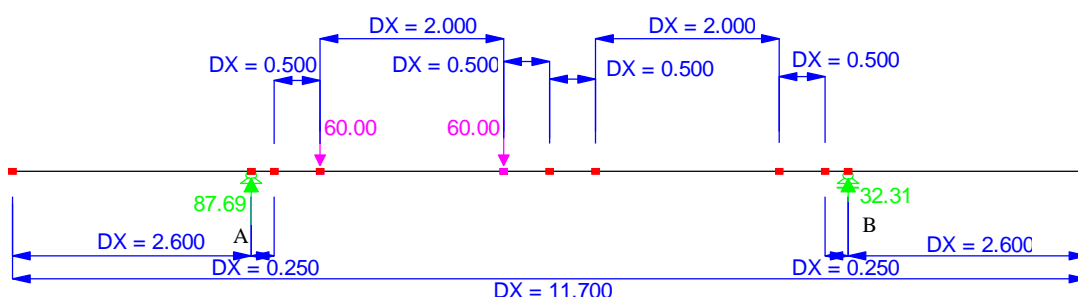


ABBILDUNG 4-13: CHARAKTERISTISCHE ERMÜDUNGSACHSLAST IN QUERRICHTUNG

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

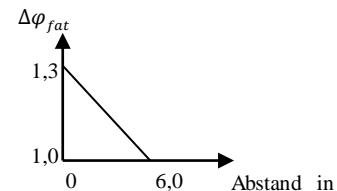
Für Brücken mit einer Kronenbreite bis  $15,5m$  sind zwei LKW-Fahrstreifen anzusetzen. Die Straßenbrücke wird in die Verkehrskategorie 2, für Straßen mit mittlerem LKW-Anteil, eingeordnet.

Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen

$$N_{obs} = 0,5 \times 10^6$$

Bei Fahrbahnübergängen muss, innerhalb einer Distanz von  $6m$ , die berechnete maximale Belastung durch den Faktor  $\Delta\varphi_{fat}$  erhöht werden. Dieser Faktor ist abhängig vom Abstand  $l_{ij}$  der jeweiligen Achse zum Fahrbahnübergang.

$$1,0 \leq \Delta\varphi_{fat} = -0,05 \times l_{ij} + 1,3 \leq 1,3$$



Zur Simulation der Überfahrt, werden die vier Achsen, mit den jeweiligen maximalen Belastungen, im Abstand von  $4m$  über die Brücke geschoben. Durch diesen kontinuierlichen Abstand erhält man die, in Tabelle 4-1, dargestellten Erhöhungsfaktoren und Ermüdungslasten.

Maximale Ermüdungslast außerhalb des Fahrbahnübergangs

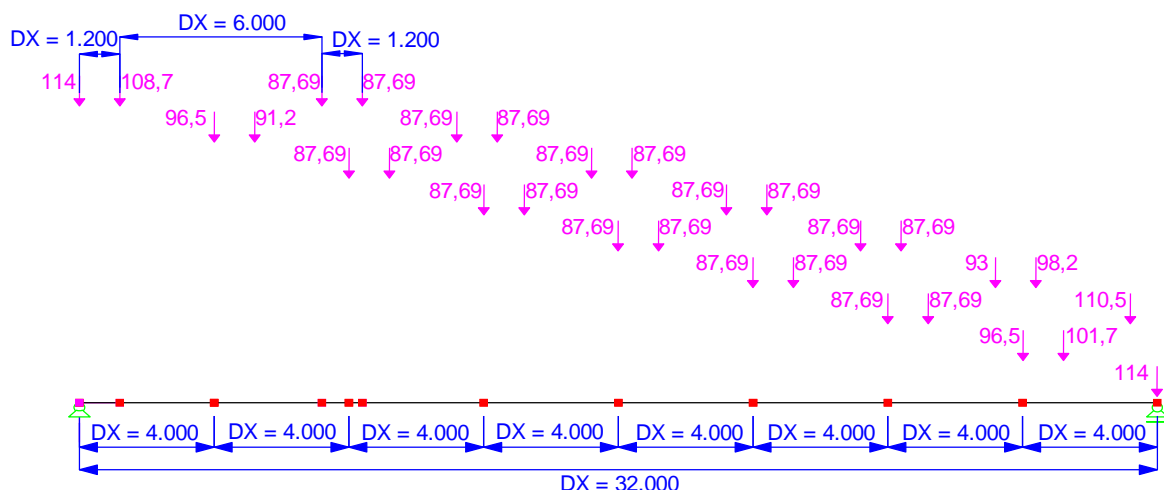
$$\max Q_i = 87,69kN$$

Berechnung der Ermüdungslasten im Bereich des Fahrbahnübergangs

$$\Delta\varphi_{fat} \times \max Q_i$$

**TABELLE 4-1:** BERECHNUNG ALLER RELEVANTEN ERHÖHUNGSFAKTOREN UND DER ZUGEHÖRIGEN LASTEN

Abstand $l_{ij}$ in m	0	0,8	1,2	2,8	3,6	4	4,8	5,2
Erhöhungsfaktor $\Delta\varphi_{fat}$	1,3	1,26	1,24	1,16	1,12	1,1	1,06	1,04
Ermüdungslast $\Delta\varphi_{fat} \times \max Q_i$ in kN	114	110,5	108,7	101,7	98,2	96,5	93	91,2



**ABBILDUNG 4-14:** CHARAKTERISTISCHE BELASTUNG FÜR DAS ERMÜDUNGSLASTMODELL 3

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Bei mehrfeldrigen Brücken in Stahl- bzw. Verbundbauweise wird ab einer Länge von 40m pro Einzelfeld ein weiteres Ermüdungslastmodell 3 angeordnet. Der Abstand der beiden Modelle beträgt 40m von Vorderachse zu Vorderachse.

##### 4.2.1.4. BELASTUNG AUS ANFAHREN UND BREMSSEN

Die Belastungen aus Bremsen und Anfahren besitzen den gleichen Betrag. Ihre Richtung ist jedoch entgegengesetzt zueinander. Es wird daher nur die Bremslast betrachtet, welche in Längsrichtung der Brücke wirkt. Es wird davon ausgegangen, dass eine Exzentrizität der Bremslast nicht von Bedeutung ist. Daher wird die Last als gleichmäßig verteilte Last in der Mitte der Fahrbahn angesetzt.

Die nachfolgenden Einflussgrößen zur Berechnung der Bremslast beziehen sich auf die Werte des Lastmodelles 1 in Abschnitt 4.2.1.1.

Anpassungsfaktor für Tandem-Systeme  $\alpha_{Qi} = 0,8$

Grundwert der Achslast in Fahrstreifen 1  $Q_{1k} = 300kN$

Anpassungsfaktor für Fahrstreifen von UDL-Systemen  $\alpha_{qi} = 1,0$

Gleichmäßig verteilte Last auf Fahrstreifen 1  $q_{1k} = 9,0 \frac{kN}{m^2}$

Breite eines rechnerischen Fahrstreifens nach DIN FB 101  $w_l = 3m$

Länge des Überbaus  $L = 32m$

Horizontale Bremslast

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Qi} \times (2Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{qi} \times q_{1k} \times w_l \times L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \times 0,8 \times (2 \times 300kN) + 0,10 \times 1,0 \times 9,0 \frac{kN}{m^2} \times 3m \times 32m == \pm 374,4kN$$

$$360kN \times \alpha_{Qi} = 360 \times 0,8 = 288kN < Q_{lk} == \pm 374,4kN < 900kN$$

Die Beanspruchungen aus Anfahren und Bremsen werden nur für die Berechnung der Auflager verwendet.

##### 4.2.2. TEMPERATUR

Die Brücke wird in eine von drei Brückenüberbaugruppen eingeteilt. Der Überbau der Straßenbrücke wird der Gruppe 2 für Verbundüberbauten zugeordnet. Für statisch bestimmte Systeme muss der lineare Temperaturunterschied und der konstante Temperaturanteil bei der Spannungsermittlung im Bauteil nicht berücksichtigt werden, da vorausgesetzt wird, dass durch die Lagerung der Brücke keine Spannungen durch Verformung und Verkrümmung entstehen. Für die Verformung der Brücke muss der konstante Temperaturanteil und der lineare Temperaturunterschied berücksichtigt werden.

#### 4.2.2.1. KONSTANTER TEMPERATURANTEIL

Zur Ermittlung der Lufttemperaturen sollte die geographische Lage des Bauwerks berücksichtigt werden oder auf allgemein geltende Temperaturanteile für bestimmte Brückentypen zurückgegriffen werden. Diese Temperaturen sind für einen maximalen und minimalen Wert in einer Periode von 50 Jahren zu bestimmen. Für die Gruppe der Verbundbrücken gelten die folgenden allgemeinen konstanten Temperaturanteile, Außenluft- und Aufstelltemperaturen.

Minimaler konstanter Temperaturanteil	$T_{e,min} = -20K$
Minimale Außenlufttemperatur	$T_{min} = -24^{\circ}C$
Maximaler konstanter Temperaturanteil	$T_{e,max} = 41K$
Maximale Außenlufttemperatur	$T_{max} = 37^{\circ}C$
Aufstelltemperatur	$T_0 = 10^{\circ}C$

Aus der Aufstelltemperatur und den konstanten Temperaturanteilen können nun die maximalen Temperaturschwankungen ermittelt werden.

Maximale Schwankung des negativen Temperaturanteils

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -20K - 10K = -30K$$

Maximale Schwankung des positiven Temperaturanteils

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = 41K - 10K = 31K$$

Gesamtschwankung des konstanten Temperaturanteils

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 41K + 20K = 61K$$

#### 4.2.2.2. LINEARER TEMPERATURUNTERSCHIED

Erwärmungen und Abkühlungen der Oberfläche der Straßenbrücke verursachen in bestimmten Zeitabschnitten maximale positive und negative Temperaturänderungen, welche bei Behinderung der Dehnung bzw. Verkrümmung zu Spannungen im Brückentragwerk führen. Bei positivem Temperaturunterschied besitzt die Oberseite der Brücke eine höhere Temperatur als die Unterseite und bei negativem Temperaturunterschied ist es die Unterseite die eine höhere Temperatur besitzt. Die charakteristischen Werte der linearen Temperaturdifferenzen werden durch die Belagsdicke der Fahrbahn und die Art des Überbaus beeinflusst.

Ein linearer Temperaturunterschied in horizontaler Richtung wird nicht berücksichtigt.

Faktor für wärmere Oberseite bei 8cm Belagsdicke  $K_{sur} = 1,0$

Faktor für wärmere Unterseite bei 8cm Belagsdicke  $K_{sur} = 1,0$

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Positiver Temperaturunterschied

$$K_{sur} \times \Delta T_{M,pos} = 1,0 \times 15K = 15K = \Delta T_{M,pos}$$

Negativer Temperaturunterschied

$$K_{sur} \times \Delta T_{M,neg} = 1,0 \times (-18K) = -18K = \Delta T_{M,neg}$$

##### 4.2.2.3. ÜBERLAGERUNG DER TEMPERATUREINWIRKUNGEN

Es wird vorausgesetzt, dass der konstante Temperaturanteil und der lineare Temperaturunterschied gleichzeitig auf die Straßenbrücke wirken. Mit den folgenden Gleichungen können beide Temperatureinwirkungen kombiniert werden. Der ungünstigste Fall wird maßgebend.

Kombinationsbeiwert für Temperatureinwirkungen  $\omega_M = 0,75$

Kombinationsbeiwert für Temperatureinwirkungen  $\omega_N = 0,35$

Kombination 1

$$\Delta T_M + \omega_N \times \Delta T_N \Rightarrow \text{nicht maßgebend}$$

Kombination 2

$$\omega_M \times \Delta T_M + \Delta T_N \Rightarrow \text{maßgebend}$$

##### 4.2.3. WINDEINWIRKUNG

Anhand einer Windzonenkarte erfolgt die Einteilung des Bebauungsortes in Windzone 2 und Geländekategorie 3 für Vorstädte und Industriegebiete im Landesinneren. Um die Belastung des Windes auf die Brücke zu ermitteln, muss das Verhältnis von Breite des Bauwerks und Höhe der Windangriffsfläche errechnet werden. Hierbei sind, durch ein Variieren der Höhe dieser Angriffsfläche, zwei Belastungszustände zu betrachten.

Gesamtbreite der Brücke  $b = 12,2m$

Maximale Höhe der Windresultierenden über der Geländeoberfläche  $z_e < 20m$

Höhe des Verkehrsbandes  $h_{Verkehr} = 2m$

Höhe des Geländers  $h_{Geländer} = 1,1m$

Höhe des Überbaus  $h_{Überbau} \approx 1,7m$

Die Windeinwirkungen werden lediglich zur Berechnung der Auflager verwendet.

##### 4.2.3.1. WIND OHNE VERKEHR

Höhe der Windangriffsfläche

$$d_{ov} = h_{Geländer} + h_{Überbau} = 1,1m + 1,7m = 2,8m$$

#### 4.CHARAKTERISTISCHE EINWIRKUNGEN NACH DIN FB 101

Verhältnis von Brückenbreite zu Höhe der Windangriffsfläche

$$\frac{b}{d_{oV}} = \frac{12,2m}{2,8m} = 4,36$$

Unter Berücksichtigung des Abstandes der Windresultierenden ergibt sich nach DIN FB 101 folgende Belastung für eine Windeinwirkung ohne Verkehr.

$$W_{oV} = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

Linienlast aus Wind ohne Verkehr

$$w_{oV} = W_{oV} \times d_{oV} = 0,95 \text{ kN/m}^2 \times 2,8m = 2,66 \text{ kN/m}$$

##### 4.2.3.2. WIND MIT VERKEHR

Höhe der Windangriffsfläche

$$d_{mV} = h_{Verkehr} + h_{Überbau} = 2m + 1,7m = 3,7m$$

Verhältnis von Brückenbreite zu Höhe der Windangriffsfläche

$$\frac{b}{d_{mV}} = \frac{12,2m}{3,7m} = 3,3$$

Unter Berücksichtigung des Abstandes der Windresultierenden ergibt sich nach DIN FB 101 und Interpolation folgende Belastung für eine Windeinwirkung mit Verkehr.

$$W_{mV} = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

Linienlast aus Wind mit Verkehr

$$w_{mV} = W_{mV} \times d_{mV} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \times 3,7m = 3,44 \text{ kN/m}$$

##### 4.2.4. SCHNEEBELASTUNG

Die Betrachtung einer Belastung durch Schnee ist im Endzustand der Brücke nicht erforderlich. Andere Zustände während der Bauphase sind zu berücksichtigen, werden im Rahmen dieser Arbeit aber nicht weiter betrachtet.

#### 4.3. ZEITLICH VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN

##### 4.3.1. VERFORMUNG DURCH KRIECHEN

Unter länger wirkenden Beanspruchungen treten im Beton Verformungen durch Kriechen auf. Dieses Betonverhalten ist verantwortlich für die Zeitabhängigkeit von Spannungen und Deformationen im Verbundquerschnitt. Dadurch werden im Verbundbauteil Beanspruchungen umgelagert, welche zu einem Eigenspannungszustand im Querschnitt führen. Im statisch bestimmten System führt die-

ser Zustand nicht zu einer Ausbildung von Schnittkräften am Gesamtsystem, sondern nur zu einer Verformung des Verbundquerschnittes. In statisch unbestimmten Systemen führen diese Deformationen allerdings zu Zwangsschnittgrößen, welche die Schnittgrößen im gesamten Querschnitt beeinflussen.

Der Einfluss des Kriechens wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durch bestimmte Reduktionszahlen für die jeweiligen Beanspruchungsarten berücksichtigt.

#### 4.3.2. SCHWINDEN

Als Schwinden bezeichnet man die Schrumpfung des Betons ohne den Einfluss einer äußeren Belastung bzw. Einwirkung. Diese Schrumpfung entsteht durch die Abgabe von Wasser durch chemische Prozesse während des Aushärtens des Betons.

Durch die Schwinddehnung entstehen im statisch bestimmten System primäre Beanspruchungen, welche lediglich eine Verformung des Systems verursachen und keine Gesamtschnittkräfte wie bei statisch unbestimmten Systemen. Durch das Schwindmoment entstehen im Beton Druckspannungen.

Endschwindmaß

$$\varepsilon_{cs\infty} = -0,35\text{‰} = -0,00035$$

Reduktionszahl für Kurzzeitbelastung

$$n_0 = 7,02$$

Reduktionszahl für Schwinden

$$n_s = 18,22$$

Gesamtquerschnitt des Betongurtes pro Hauptträger

$$A_c \approx 20278\text{cm}^2$$

Abstand Schwerachse Verbund- und Betonquerschnitt

$$z_{ic,S} = 38,96\text{cm}$$

Schwindnormalkraft

$$N_S = -\varepsilon_{cs\infty} \times \frac{n_0}{n_s} \times E_{cm} \times A_c = 0,00035 \times \frac{7,02}{18,22} \times 2990\text{ kN/cm}^2 \times 20278\text{cm}^2 = 8176,2\text{kN}$$

Schwindmoment

$$M_S = -N_S \times (-z_{ic,S}) = -8176,2\text{kN} \times (-0,3896\text{m}) = 3185,45\text{kNm}$$

#### 4.3.3. SETZUNG

Bei statisch bestimmten Systemen entstehen keine Schnittkräfte durch die Setzung der Auflager. Es wird ebenfalls davon ausgegangen, dass durch eine eventuelle Setzung, die Gebrauchstauglichkeit der Brücke nicht beeinträchtigt wird und Ausbauten nicht beschädigt werden.

Bei statisch unbestimmten Systemen ist die Senkung der Auflager bzw. der Innenstützen sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

## 5. CHARAKTERISTISCHE SCHNITTGRÖßEN

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt über die maßgebenden charakteristischen Einwirkungen aus dem Kapitel 4 und der Elastizitätstheorie. Es wird davon ausgegangen, dass der Betonquerschnitt in Längsrichtung der Brücke keine Risse aufweist und somit die Biegesteifigkeit des ungerissenen Querschnittes verwendet werden kann. Bei Durchlaufträgern und Trägerrosten müssen die Auswirkungen der Rissbildung im Beton genauer betrachtet werden.

**TABELLE 5-1:** CHARAKTERISTISCHE SCHNITTGRÖßEN AM AUFLAGER UND IN FELDMITTE

Nr.	Einwirkung	$x = 0m$	$x = 16m$		
		$Q_z$ in kN	$M_y$ in kNm	$Q_z$ in kN	
				links	rechts
1	Eigengewicht Stahl	27,34	-39,77	-32,31	32,31
2	Betonierlasten mit Hilfsstütze	165,71	-241,03	-195,86	195,86
3	Abbinden des Betons mit Hilfsstütze	-5,47	7,95	6,46	-6,46
4	Entfernen der HS	767,38	7912,48	221,68	-221,68
5	Ausbau und Installation	451,84	3614,72	0	
6	Verkehrslast UDL-System	482,72	3861,76	0	
7	Verkehrslast TS-System min $Q_z$	0	3364,28	-210,27	
8	Verkehrslast TS-System max $Q_z$	428,73	3364,28	210,27	
9	Ermüdunglastmodell 3 min $Q_z$	351,25	2174,71	-129,34	
10	Ermüdunglastmodell 3 max $Q_z$	351,25	2174,71	129,34	

Andere Einwirkungen wie Schwinden, Temperatur oder Wind werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. bei der Berechnung der Auflager aufgelistet, da sie, im statisch bestimmten System, keinen Einfluss auf den GZT haben.

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen bei mehrfedrigen Trägern wird, durch die Einflüsse der Rissbildung im Beton, zwischen drei Methoden unterschieden. Diese Methoden werden im Leitfaden der DIN-Fachberichte genauer erläutert.



## 6. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN

In diesem Kapitel werden mit Hilfe von Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten die Bemessungswerte der Schnittgrößen gebildet und anschließend miteinander kombiniert. Durch die unterschiedlichen Einwirkungen und Teilsicherheitsbeiwerte in den jeweiligen Grenzzuständen erfolgen die Kombinationen getrennt voneinander.

Bei der Kombination der Einwirkungen ist stets auf das Verfahren zur Herstellung des Verbundquerschnitts zu achten, um dem jeweiligen Querschnitt die zugehörigen Einwirkungen zuzuordnen. Die Brücke wird in diesem Fall mit Eigengewichtsverbund hergestellt, womit alle Einwirkungen vom gesamten Verbundquerschnitt aufgenommen werden.

Alle charakteristischen Schnittgrößen oder Verformungen werden der Tabelle 5-1 aus Kapitel 5 bzw. den Einwirkungen aus Kapitel 4 entnommen. Zur Übersichtlichkeit der Kombinationen werden die einzelnen Einwirkungen durch die Nummerierung aus Tabelle 5-1 dargestellt.

### 6.1. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN IM GZT OHNE ERMÜDUNG

Zur Berechnung der Bemessungswerte der Schnittkräfte werden in Tabelle 6-1 alle benötigten Teilsicherheitsbeiwerte zusammengefasst.

**TABELLE 6-1: TEILSICHERHEITSBEIWERTE IM GZT OHNE ERMÜDUNG**

Lastart	Teilsicherheitsbeiwerte
<b>Ständige Lasten</b>	
Günstige Auswirkung	$\gamma_{Ginf} = 1,0$
Ungünstige Auswirkung	$\gamma_{Gsup} = 1,35$
<b>Veränderliche Lasten</b>	
Verkehr	
Günstige Auswirkung	$\gamma_Q = 0$
Ungünstige Auswirkung	$\gamma_Q = 1,5$

Für weitere Einwirkungen sind zusätzliche Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte vorzusehen.

Die Kombination der Schnittgrößen erfolgt über die ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen. Hierbei kann eine Einteilung der Einwirkungen zu verschiedenen Zeitpunkten notwendig werden. Für die Lastgruppe 1 der Verkehrslasten sind, bei ungünstiger Wirkung, das TS-System und das UDL-System immer gemeinsam anzusetzen.

Durch verschiedene Einwirkungen auf den Stahl- und Verbundquerschnitt, während der Montage der Brücke, werden diese getrennt voneinander betrachtet.

Einwirkungskombination auf den Verbundquerschnitt

$$E_{d,VB} = \gamma_{Gsup} \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times E_Q^{Verkehr}$$

Maximale Querkraft am Auflager

$$\max V_{Ed,0m} = 1,35 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,5 \times (6 + 8) = 1899,2kN + 1367,18kN$$

$$\max V_{Ed,0m} = 3266,38kN$$

Durch die gelenkige Lagerung der Brücke existiert am Auflager kein Moment.

Durch die Positionierung der Hilfsstützen heben sich die Schnittgrößen der Querkraft aus Betonieren, Abbinden und Entfernen der Hilfsstützen in Feldmitte gegenseitig auf. Daher erfolgt keine Unterteilung der Querkraft in linken bzw. rechten Teil ausgehend vom Hilfsauflager.

Minimale Querkraft in Feldmitte

$$\min V_{Ed,16m} = 1,35 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,5 \times (6 + 7) = 0 + (-210,27kN) = -210,27kN$$

Maximale Querkraft in Feldmitte

$$\max V_{Ed,16m} = 1,35 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,5 \times (6 + 8) = 0 + (210,27kN) = 210,27kN$$

Maximaler Moment in Feldmitte mit zugehörigem  $\min V_{Ed,16m} = -210,27kN$

$$\max M_{Ed,16m} = 1,35 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,5 \times (6 + 7) = 15193,4kNm + 10839,1kNm$$

$$\max M_{Ed,16m} = 26032,5kNm$$

Maximaler Moment in Feldmitte mit zugehörigem  $\max V_{Ed,16m} = 210,27kN$

$$\max M_{Ed,16m} = 1,35 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,5 \times (6 + 8) = 15193,4kNm + 10839,1kNm$$

$$\max M_{Ed,16m} = 26032,5kNm$$

## 6.2. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN IM GZT MIT ERMÜDUNG

Die Bestimmung der maßgebenden Schnittgrößen auf den Verbundquerschnitt erfolgt unter Betrachtung der häufigen Einwirkungskombinationen. Im GZT mit Ermüdung werden die Werte des Lastmodells 1 durch die Werte des Ermüdungslastmodells 3 ersetzt.

TABELLE 6-2: TEILSICHERHEITSBEIWERTE IM GZT MIT ERMÜDUNG

Bauteil	Teilsicherheitsbeiwerte
Baustahlquerschnitt	$\gamma_{Ff} = 1,0$
Verbundmittel	$\gamma_{Ff} = 1,0$
Beton	$\gamma_{Ff} = 1,0$
Betonstahl	$\gamma_{Ff} = 1,0$
Verkehr	$\gamma_Q = 1,0$

## 6. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN

**TABELLE 6-3: KOMBINATIONSBEIWERTE IM GZT MIT ERMÜDUNG**

Lastart	Kombinationsbeiwert
Verkehr TS-System UDL-System	$\psi_{11} = 0,75$ $\psi_{11} = 0,4$

Je nach Einwirkungen, sind weitere Kombinationsbeiwerte vorzusehen.

Häufige Einwirkungskombination mit ELM 3 auf den Verbundquerschnitt

$$E_{d,f} = \gamma_{Ff} \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times E_Q^{ELM3}$$

Bei Durchlaufträgern ist zusätzlich eine Berechnung der Momente in Bereichen von Innenstützen erforderlich.

Durch die statische Bestimmtheit des Tragwerks wird nur die Verkehrs- bzw. Ermüdungslast als veränderliche Einwirkung betrachtet. Dies hat zur Folge, dass durch die häufige Einwirkungskombination keine veränderlichen Momentenverläufe in Feldmitte und keine veränderlichen Querkraftverläufe am Auflager entstehen. Daher kann nur ein maximaler Moment und eine maximale Querkraft ermittelt werden. Für die Berechnung der Spannungsschwingbreiten ist allerdings die Differenz von minimalem zu maximalem Moment bzw. minimaler zu maximaler Querkraft zu ermitteln. Daher wird für die Berechnung des minimalen Moments und der minimalen Querkraft aus der häufigen Einwirkungskombination eine Verkehrs- bzw. Ermüdungslast von  $M_{ELM3 \setminus TS+UDL} = 0 \text{ kNm}$  bzw.  $V_{ELM3} = 0 \text{ kN}$  angenommen.

Maximale Querkraft am Auflager für ELM3

$$\max V_{Ed,0m,f} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 10 = 1406,8 \text{ kN} + 351,25 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed,0m,f} = 1758,1 \text{ kN}$$

Minimale Querkraft am Auflager für ELM3

$$\min V_{Ed,0m,f} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 10 = 1406,8 \text{ kN} + 0 \text{ kN}$$

$$\min V_{Ed,0m,f} = 1406,8 \text{ kN}$$

Maximale Querkraft in Feldmitte für ELM3

$$\max V_{Ed,16m,f} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 10 = 0 \text{ kN} + 129,34 \text{ kN}$$

$$\max V_{Ed,16m,f} = 129,34 \text{ kN}$$

Minimale Querkraft in Feldmitte für ELM3

$$\min V_{Ed,16m,f} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 10 = 0 \text{ kN} + 0 \text{ kN}$$

$$\min V_{Ed,16m,f} = 0 \text{ kN}$$

Maximaler Moment in Feldmitte für ELM3

$$\max M_{Ed,16m,f} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 10 = 11254,4kNm + 2174,7kNm$$

$$\max M_{Ed,16m,f} = 13429,1kNm$$

Minimaler Moment in Feldmitte für ELM3

$$\min M_{Ed,16m,f} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 10 = 11254,4kNm + 0kNm = 11254,4kNm$$

Durch einen vereinfachten Nachweis des Betonstahls, muss neben der häufigen Einwirkungskombination für das Ermüdungslastmodell 3 auch die häufige Einwirkungskombination für den Verkehr bestimmt werden.

Häufige Einwirkungskombination mit TS+UDL-System auf den Verbundquerschnitt

$$E_{d,f} = \gamma_{Ff} \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times \psi_{11}^{Verkehr} \times E_Q^{Verkehr}$$

Maximaler Moment in Feldmitte für TS+UDL-System

$$\max M_{Ed,16m} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,75 \times 8 + 1,0 \times 0,4 \times 6$$

$$\max M_{Ed,16m} = 11254,4kNm + 2523,21kNm + 1544,7kNm = 15322,3kNm$$

Minimaler Moment in Feldmitte für TS+UDL-System

$$\min M_{Ed,16m} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,75 \times 8 + 1,0 \times 0,4 \times 6$$

$$\min M_{Ed,16m} = 11254,4kNm + 0kNm + 0kNm = 11254,4kNm$$

### 6.3. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN IM GZG

Für die Nachweise im GZG sind verschiedene Einwirkungskombinationen zu ermitteln. Die maßgebenden Kombinationen und Anforderungen der Brücke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können sich, unter Absprache mit dem Bauherm, von den Angaben aus den Fachberichten bzw. Normen unterscheiden.

Im GZG dürfen die primären Beanspruchungen aus dem Schwinden nicht vernachlässigt werden. Daher müssen die Einwirkungskombinationen für den Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  ermittelt werden.

Die Nachweise erfolgen nur in Feldmitte der Brücke. Bei Durchlaufträgern sind die Nachweise zusätzlich im Bereich von Innenstützen zu führen.

TABELLE 6-4: TEILSICHERHEITSBEIWERTE IM GZG

Lastart	Teilsicherheitsbeiwerte
Ständige Lasten	$\gamma_G = 1,0$
Veränderliche Lasten	$\gamma_Q = 1,0$

## 6. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN

TABELLE 6-5: KOMBINATIONSBEIWERTE IM GZG

Lastart	Kombinationsbeiwert
Häufige Einwirkungskombination	
Verkehr TS-System UDL-System	$\psi_{11} = 0,75$ $\psi_{11} = 0,4$
Nicht-häufige Einwirkungskombination	
Verkehr TS-System UDL-System	$\psi'_{11} = 0,8$ $\psi'_{11} = 0,8$
Quasi-ständige Einwirkungskombination	
Verkehr TS-System UDL-System Temperatur	$\psi_{21} = 0,2$ $\psi_{21} = 0,2$ $\psi_{22} = 0,5$

Da die Verbundbrücke in Längsrichtung keine Vorspannung über Spannglieder besitzt, wird sie der Anforderungsklasse D zugeordnet. Obwohl der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung im GZG nicht geführt werden muss, wird die Kombination aus den häufigen Einwirkungen mit aufgeführt.

Häufige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$E_d^{t=0} = \gamma_G \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times \psi_{11}^{Verkehr} \times E_Q^{Verkehr}$$

Maximaler Moment in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=0} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,75 \times 8 + 1,0 \times 0,4 \times 6$$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=0} = 11254,4kNm + 2523,21kNm + 1544,7kNm = 15322,3kNm$$

Häufige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$E_d^{t=\infty} = \gamma_G \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times \psi_{11}^{Verkehr} \times E_Q^{Verkehr} + E_S^{Schwinden,primär}$$

Maximaler Moment in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=\infty} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,75 \times 8 + 1,0 \times 0,4 \times 6$$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=\infty} = 11254,4kNm + 2523,21kNm + 1544,7kNm = 15322,3kNm$$

Für den Nachweis der Spannungsbegrenzung ist neben der häufigen noch die nicht-häufige Einwirkungskombination zu bestimmen.

Nicht-häufige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$E_d^{t=0} = \gamma_G \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times \psi'_{11}^{Verkehr} \times E_Q^{Verkehr}$$

## 6. LASTKOMBINATIONEN UND BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN

Maximale Querkraft am Auflager zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max V_{Ed,0m}^{t=0} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,8 \times 8 + 1,0 \times 0,8 \times 6$$

$$\max V_{Ed,0m}^{t=0} = 1406,8kN + 343kN + 386,18kN = 2135,98kN$$

Maximale Querkraft in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max V_{Ed,16m}^{t=0} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,8 \times 8 + 1,0 \times 0,8 \times 6$$

$$\max V_{Ed,16m}^{t=0} = 0 + 0 + 168,22kN = 168,22kN$$

Maximaler Moment in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=0} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,8 \times 8 + 1,0 \times 0,8 \times 6$$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=0} = 11254,4kNm + 2691,4kNm + 3089,4kNm = 17035,2kNm$$

Nicht-häufige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$E_d^{t=\infty} = \gamma_G \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times \psi_{11}^{Verkehr} \times E_Q^{Verkehr} + E_S^{Schwinden,primär}$$

Eine Berechnung der Kräfte zum Zeitpunkt  $t = \infty$  im Auflagerbereich ist nicht notwendig, da die primären Beanspruchungen aus dem Schwinden hier keinen Einfluss haben.

Maximale Querkraft am Auflager zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max V_{Ed,0m}^{t=\infty} = \max V_{Ed,0m}^{t=0} = 2135,98kN$$

Maximale Querkraft in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max V_{Ed,16m}^{t=\infty} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,8 \times 8 + 1,0 \times 0,8 \times 6$$

$$\max V_{Ed,16m}^{t=\infty} = 0 + 0 + 168,22kN = 168,22kN$$

Maximaler Moment in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=\infty} = 1,0 \times (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + 1,0 \times 0,8 \times 8 + 1,0 \times 0,8 \times 6$$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=\infty} = 11254,4kNm + 2691,42kNm + 3089,4kNm = 17015,2kNm$$

Um die Durchbiegung des Verbundtragwerkes zu ermitteln, ist eine Betrachtung der quasi-ständigen Einwirkungskombination notwendig. Hierbei werden die veränderlichen und die ständigen Lasten zum Zeitpunkt  $t = \infty$  angesetzt.

Quasi-ständige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$E_d^{t=\infty} = \gamma_G \times (E_G^{Stahl} + E_G^{Betonieren} + E_G^{Ausbau}) + \gamma_Q \times \psi_{21}^{Verkehr} \times E_Q^{Verkehr} + E_S^{Schwinden,primär} + \psi_{22} \times E_T^{Temperatur}$$

Die maximalen Momente und Querkräfte werden hier nicht weiter aufgeführt. Eine ausführliche Auflistung und Berechnung aller Einwirkungen in der quasi-ständigen Einwirkungskombination erfolgt in Abschnitt 10.4..

Die zusätzlichen Beanspruchungen aus dem Schwinden zum Zeitpunkt  $t = \infty$  werden im Kapitel 10 aufgeführt und einbezogen. Alle maßgebenden Einwirkungen zur Berechnung der Verformungen werden ebenfalls in Kapitel 10 abgehandelt.

## 7. KLASSIFIZIERUNG DES VERBUNDQUERSCHNITTES

Die Einteilung von Verbundquerschnitten in Querschnittsklassen ist abhängig von den Maßen der druckbeanspruchten Querschnittsteile, dem Vorzeichen der Momentenbeanspruchung und dem zeitlichen Verlauf der Einwirkungskombinationen. Die Zuordnung des Brückenquerschnittes erfolgt in der Mitte der Straßenbrücke unter planmäßig positiver Momentenbeanspruchung. Die Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie von Verbundquerschnitten erfolgt nach den Bemessungswerten der Materialfestigkeiten.

Bei Durchlaufträgern oder Trägern mit sich veränderndem Querschnitt ist eine zusätzliche Einteilung der Querschnitte an Innenstützen bzw. maßgebenden Stellen vorzunehmen und unter Umständen eine planmäßig negative Momentenbeanspruchung zu berücksichtigen.

### 7.1 PLANMÄßIG POSITIVE MOMENTENBEANSPRUCHUNG IN FELDMITTE

Durch einen Vergleich der plastischen Normalkraft und der Betonnormalkraft kann die Lage der plastischen Nulllinie im Verbundquerschnitt abgeschätzt werden.

Sicherheitsbeiwert für Baustahl auf Materialseite  $\gamma_a = 1,0$

Bemessungswert der Streckgrenze für Baustahl S355 für Blechdicken bis 40mm im GZT

$$f_{yd,<40} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bemessungswert der Streckgrenze für Baustahl S355 für Blechdicken ab 40mm im GZT

$$f_{yd,>40} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{33,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 33,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Stegfläche des Stahlträgers  $A_{a,ST} = 247,5 \text{ cm}^2$

Gurtflächen des Stahlträgers  $A_{a,G} = 780 \text{ cm}^2$

Bemessungswert der plastischen Normalkraft

$$\begin{aligned} N_{pl,a,Rd} &= f_{yd,<40} \times A_{a,ST} + f_{yd,>40} \times A_{a,G} \\ &= 35,5 \text{ kN/cm}^2 \times 247,5 \text{ cm}^2 + 33,5 \text{ kN/cm}^2 \times 780 \text{ cm}^2 = 34916,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gesamtquerschnitt des Betongurtes pro Hauptträger  $A_c \approx 20278 \text{ cm}^2$

Sicherheitsbeiwert für Beton auf Materialseite  $\gamma_c = 1,5$

Bemessungswert der Druckfestigkeit für Beton C35/45 im GZT

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{3,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



## 7. KLASSIFIZIERUNG DES VERBUNDQUERSCHNITTES

Bemessungswert der Betonnormalkraft

$$N_{cd} = A_c \times f_{cd} = 20278 \text{ cm}^2 \times 1,98 \text{ kN/cm}^2 = 40150,44 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a,Rd} = 34916,3 \text{ kN} < N_{cd} = 40150,44 \text{ kN}$$

Daraus folgt, dass die plastische Nulllinie im Betongurt des Verbundquerschnittes liegt. Nachfolgend wird die exakte Lage der Nulllinie bestimmt.

Höhe des Betongurtes in der Stegachse des Stahlträgers

$$h_c = 37,5 \text{ cm}$$

Effektive Breite des Betongurtes

$$b_{eff} = \frac{A_c}{h_c} = \frac{20278 \text{ cm}^2}{37,5 \text{ cm}} = 540,75 \text{ cm}$$

Lage der plastischen Nulllinie von Oberkante Betongurt

$$z_{pl} = \frac{N_{pl,a,Rd}}{f_{cd} \times b_{eff}} = \frac{34916,3 \text{ kN}}{1,98 \text{ kN/cm}^2 \times 540,75 \text{ cm}} = 32,61 \text{ cm} < h_c = 37,5 \text{ cm}$$

Durch die Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt des Verbundquerschnittes, übernimmt der Querschnitt des Stahlträgers die komplette Zugbeanspruchung. Ein b/t-Nachweis ist nicht notwendig, da der Stahlquerschnitt keine Druckspannungen aufnehmen muss. Der Verbundquerschnitt ist der Querschnittsklasse 1 zuzuordnen. Bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 sind Kriechen und Schwinden sowie die Belastungsgeschichte im Grenzzustand der Tragfähigkeit, durch ein Plastizieren des Querschnittes, nicht zu berücksichtigen. Aus diesem Grund wird auf eine Berechnung einer planmäßig negativen Momentenbeanspruchung durch die Anordnung von Hilfsstützen während des Betonierens verzichtet.

Bei Druckbelastungen in Teilen des Stahlträgerquerschnitts können Gurte und Stege in verschiedene Querschnittsklassen eingeteilt werden. Bei einer Einteilung in die Klassen 3 und 4 ist darauf zu achten, den zeitlichen Verlauf der Einwirkungen zu berücksichtigen. Die Klassifizierung des gesamten Verbundquerschnitts erfolgt nach der höchsten Querschnittsklasse der Einzelquerschnitte.

## 8. GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

Die Nachweise im GZT erfolgen zum einen nur für den Stahlträger direkt nach dem Einschiebevorgang und für das Tragwerk mit Verbundwirkung unter der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation. Die Nachweise werden für die einzelnen Querschnitte sowohl am Auflager als auch im Feldbereich geführt.

### 8.1. GZT FÜR DEN STAHLQUERSCHNITT

Zur Veranschaulichung mehrerer Verfahren, wird für den Nachweis des Stahlquerschnitts das Nachweisverfahren Elastisch-Elastisch gewählt. Auf die Stabilitätsnachweise wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Somit ist die Ermittlung des b/t-Verhältnisses nicht erforderlich, da ein Nachweis der Beulsicherheit nicht geführt wird.

Durch die einachsige Beanspruchung des Stahlträgers erfolgt die Ermittlung der Normalspannungen lediglich an den Randfasern des Ober- bzw. Untergurtes.

Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsgrößen  $\gamma_{Rd} = 1,1$

charakteristische Streckgrenze vom Baustahl S355  $f_{yk} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

#### 8.1.1. SPANNUNGSERMITTLUNG AM AUFLAGER

Durch die Lagerung der Stahlträger entstehen am Auflager keine Momente. Daher wirken auf den Stahlquerschnitt nur Querkraften, welche in erster Linie von der Fläche des Steges aufgenommen werden.

Maximale Querkraft aus dem EG des Stahlträgers  $\max V_{Ed,0m} = 187,92 \text{ kN}$

Fläche des Steges  $A_{a,ST} = 247,5 \text{ cm}^2$

Schubspannung

$$\tau_d = \frac{\max V_{Ed,0m}}{A_{a,ST}} = \frac{187,92 \text{ kN}}{247,5 \text{ cm}^2} = 0,76 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Grenzschubspannung

$$\tau_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{Rd}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubspannungsnachweis

$$\frac{\tau_d}{\tau_{Rd}} = \frac{0,76 \text{ kN/cm}^2}{18,63 \text{ kN/cm}^2} = 0,04 < 1$$

### 8.1.2. SPANNUNGSERMITTLUNG IN FELDMITTE

Durch das Eigengewicht des Stahlträgers entsteht in Feldmitte keine Querkraft. Ein Vergleichsspannungsnachweis kann daher entfallen.

Gesamthöhe des Stahlquerschnitts  $h_a = 110\text{cm}$

Schwerpunkt des Stahlträgers (von OK OG)  $z_a = 63,84\text{cm}$

Flächenträgheitsmoment des Stahlträgers  $I_a = 2248717,23\text{cm}^4$

Maximaler Moment aus dem EG des Stahlträgers  $\max M_{Ed,16m} = 1503,36\text{kNm}$

Normalspannung an OK OG (Druck)

$$\sigma_{d,OG} = \frac{\max M_{Ed,16m}}{I_a} \times z_a = \frac{1503,36\text{kNm} \times 100\text{cm/m}}{2248717,23\text{cm}^4} \times 63,84\text{cm} = 4,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Normalspannung an UK UG (Zug)

$$\sigma_{d,UG} = \frac{\max M_{Ed,16m}}{I_a} \times (h_a - z_a) = \frac{1503,36\text{kNm} \times 100\text{cm/m}}{2248717,23\text{cm}^4} \times (110\text{cm} - 63,84\text{cm})$$

$$\sigma_{d,UG} = 3,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{nicht maßgebend}$$

Grenznormalspannung

$$\sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{Rd}} = \frac{35,5\text{kN/cm}^2}{1,1} = 32,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Spannungsnachweis

$$\frac{\sigma_{d,OG}}{\sigma_{Rd}} = \frac{4,3\text{kN/cm}^2}{32,3\text{kN/cm}^2} = 0,13 < 1$$

Bei einer Brücke, welche mit Eigengewichtsverbund hergestellt wird, ist dieser Nachweis des Stahlquerschnitts im eingebauten Zustand nicht maßgebend. Bei der Herstellung ohne Eigengewichtsverbund muss der Stahlquerschnitt eine höhere Belastung aus den ständigen Einwirkungen aufnehmen. Bei diesem Herstellungsverfahren sollte der Nachweis daher nicht vernachlässigt werden.

Dieser Nachweis dient nur der kurzzeitigen Lagerung des Stahlträgers während der Fertigung oder des Transports.

## 8.2. GZT FÜR DEN VERBUNDQUERSCHNITT

Die Nachweise für den Verbundquerschnitt werden am Auflager und im Feldbereich durchgeführt.

Da der Verbundquerschnitt der Klasse 1 zuzuordnen ist, erfolgt der Nachweis im GZT nach dem Verfahren Elastisch-Plastisch, bei welchem die Beanspruchungen unter elastischem und die Beanspruchbarkeiten unter idealplastischem Werkstoffverhalten berechnet werden. Auf diese Weise werden die plastischen Reserven des Verbundquerschnitts ausgenutzt. Bei Querschnitten der Klassen 3 und 4 erfolgt der Nachweis nach dem Verfahren Elastisch-Elastisch. Dieses Nachweisverfahren kann grundsätzlich für alle Querschnittsklassen angewendet werden. Hierbei erfolgt ein Vergleich der vorhandenen mit den zulässigen Spannungen an maßgebenden Stellen des Verbundquerschnitts unter bestimmten Einwirkungskombinationen.

Desweiteren kann für die Tragfähigkeit in negativen Momentenbereichen bei mehrfeldrigen Trägern ein Biegedrillknicknachweis, in Abhängigkeit der bezogenen Schlankheiten, maßgebend werden.

Da durch die Einwirkungen und das statische System keine negativen Momentenbeanspruchungen entstehen und der Stahlquerschnitt über die volle Länge der Brücke konstant bleibt, ist die Einteilung und Berechnung einer Querschnittsklasse unter dem jeweiligen Nachweisverfahren ausreichend.

### 8.2.1. VERBUNDQUERSCHNITT AM AUFLAGER

Die auf den Verbundquerschnitt wirkenden Querkräfte werden vereinfacht nur von der Stegfläche des Stahlquerschnitts aufgenommen. Der Betongurt wird nicht berücksichtigt. Die Querschnittstragfähigkeit darf unter den folgenden Bedingungen, in Bezug auf die Schubbeulschlankheit, vollplastisch ermittelt werden.

$$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$$

Unter der Voraussetzung, dass in einem Abstand von  $4m$  Beulsteifen angeordnet und Steifen im Auflagerbereich vorhanden sind, erfolgt die Berechnung der Schlankheit anhand folgender Gleichungen.

Breite des Schubfeldes  $a = 400cm$

Höhe des Schubfeldes  $h_w = 99cm$

$$\frac{a}{h_w} = \frac{400cm}{99cm} = 4,04 > 1$$

Daraus folgt die folgende Gleichung zur Berechnung des Schubbeulwertes. Der Wert  $k_{\tau st}$  wird dabei nicht mit berücksichtigt, da keine Längssteifen vorgesehen sind.

Schubbeulwert

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,0 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 5,34 + 4,0 \times \left(\frac{99cm}{400cm}\right)^2 + 0 = 5,59$$

## 8. GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT

Dicke des Steges

$$t_w = 2,5 \text{ cm}$$

Beiwert  $\varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{35,5 \text{ kN/cm}^2}} = 0,81$$

Bezogene Schlankheit

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \times t_w \times \varepsilon \times \sqrt{k_\tau}} = \frac{99 \text{ cm}}{37,4 \times 2,5 \text{ cm} \times 0,81 \times \sqrt{5,59}} = 0,55 < 0,83$$

Daraus folgt, dass das Schubbeulen im Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht berücksichtigt werden muss. Ist dieser Nachweis nicht erfüllt, wird die Grenzquerkrafttragfähigkeit abgemindert.

Maximale Querkraft am Auflager

$$\max V_{Ed,0m} = 3266,38 \text{ kN}$$

Teilsicherheitsbeiwert ohne lokales oder globales Stabilitätsversagen  $\gamma_{M0} = 1,0$

Charakteristische Streckgrenze des Steges

$$f_{yw} = f_{yk} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Plastische Grenzquerkrafttragfähigkeit

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2 \times 99 \text{ cm} \times 2,5 \text{ cm}}{\sqrt{3} \times 1,0} = 5072,75 \text{ kN}$$

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

$$\max V_{Ed,0m} = 3266,38 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 5072,75 \text{ kN}$$

### 8.2.2. VERBUNDQUERSCHNITT IN FELDMITTE

Durch den konstanten Querschnitt und die kontinuierliche Anordnung von Quersteifen, wird auf eine erneute Berechnung der Schubbeulenschlankheit verzichtet und ein volles Mitwirken des Steges zur Berechnung der plastischen Grenzquerkrafttragfähigkeit zu Grunde gelegt.

Maximale Querkraft in Feldmitte

$$\max V_{Ed,16m} = 210,27 \text{ kN}$$

Teilsicherheitsbeiwert ohne lokales oder globales Stabilitätsversagen  $\gamma_{M0} = 1,0$

Charakteristische Streckgrenze des Steges

$$f_{yw} = f_{yk} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Plastische Grenzquerkrafttragfähigkeit

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2 \times 99 \text{ cm} \times 2,5 \text{ cm}}{\sqrt{3} \times 1,0} = 5072,75 \text{ kN}$$

## 8. GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

$$\max V_{Ed,0m} = 210,27 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 5072,75 \text{ kN}$$

Bei großen Querkraftbeanspruchungen muss die Momententragfähigkeit abgemindert werden, wenn die angreifende Querkraft größer, als die halbe Querkrafttragfähigkeit ist.

$$\max V_{Ed,16m} = 210,27 \text{ kN} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{5072,75 \text{ kN}}{2} = 2536,4 \text{ kN}$$

In diesem Fall ist eine Abminderung der Momententragfähigkeit nicht notwendig. Bei Nichteinhaltung ergibt sich der Abminderungsfaktor nach dem folgenden Prinzip.

Beiwert 
$$\rho = \left( \frac{2 \times V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

Abminderungsfaktor 
$$\rho_w = 1 - \rho$$

Durch die Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt, erfolgt die Berechnung des plastischen Grenztragsmomentes anhand der folgenden Gleichungen.

Sicherheitsbeiwert für Baustahl auf Materialseite 
$$\gamma_a = 1,0$$

Bemessungswert der Streckgrenze für Baustahl S355 für Blechdicken bis 40 mm im GZT

$$f_{yd,<40} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bemessungswert der Streckgrenze für Baustahl S355 für Blechdicken ab 40 mm im GZT

$$f_{yd,>40} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{33,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 33,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Fläche des Untergurtes 
$$A_{a,UG} = 300 \text{ cm}^2$$

Fläche des Steges 
$$A_{a,ST} = 247,5 \text{ cm}^2$$

Fläche des Obergurtes 
$$A_{a,OG} = 480 \text{ cm}^2$$

Plastische Normalkraft der Teilquerschnitte

$$N_{pl,OG} = f_{yd,>40} \times A_{a,OG} = 33,5 \text{ kN/cm}^2 \times 300 \text{ cm}^2 = 10050 \text{ kN}$$

$$N_{pl,W} = \rho_w \times f_{yd,<40} \times A_{a,ST} = 1,0 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2 \times 247,5 \text{ cm}^2 = 8786,3 \text{ kN}$$

$$N_{pl,UG} = f_{yd,>40} \times A_{a,UG} = 33,5 \text{ kN/cm}^2 \times 480 \text{ cm}^2 = 16080 \text{ kN}$$

Höhe des Betongurtes 
$$h_c = 37,5 \text{ cm}$$

## 8. GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT

Plastische Nulllinie nach Kapitel 7.1

$$z_{pl} = 32,61\text{cm}$$

Abstand der Teilquerschnitte von OK Betongurt

$$z_{OG} = h_c + \frac{t_{OG}}{2} = 37,5\text{cm} + \frac{5\text{cm}}{2} = 40\text{cm}$$

$$z_w = h_c + t_{OG} + \frac{h_w}{2} = 37,5\text{cm} + 5\text{cm} + \frac{99\text{cm}}{2} = 92\text{cm}$$

$$z_{UG} = h_c + t_{OG} + h_w + \frac{t_{UG}}{2} = 37,5\text{cm} + 5\text{cm} + 99\text{cm} + \frac{6}{2} = 144,5\text{cm}$$

Plastische Momententragfähigkeit

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,OG} \times \left(z_{OG} - \frac{z_{pl}}{2}\right) + N_{pl,W} \times \left(z_w - \frac{z_{pl}}{2}\right) + N_{pl,UG} \times \left(z_{UG} - \frac{z_{pl}}{2}\right)$$

$$M_{pl,Rd} = 10050\text{kN} \times 0,237\text{m} + 8786,3\text{kN} \times 0,757\text{m} + 16080\text{kN} \times 1,282\text{m} = 29647,64\text{kNm}$$

Bei einem Absinken der plastischen Nulllinie kann es, durch das Erreichen der Grenzdehnung im Betongurt, zu einer Minimierung der Momententragfähigkeit kommen. Aus diesem Grund ist der Verbundquerschnitt zu prüfen und seine Tragfähigkeit gegebenenfalls abzumindern.

Gesamthöhe des Verbundquerschnitts

$$h = 147,5\text{cm}$$

$$0,15 < \frac{z_{pl}}{h} = \frac{32,61\text{cm}}{147,5\text{cm}} = 0,22 < 0,4$$

Da der Wert größer als 0,15 ist, muss die plastische Momententragfähigkeit entweder abgemindert werden oder die Berechnung der Momententragfähigkeit erfolgt elastisch oder dehnungsbeschränkt. Ab einem Wert von 0,4 ist diese Abminderung nicht länger zulässig und die Ermittlung der Tragfähigkeit muss nach einem, der oben genannten Verfahren erfolgen.

Abminderungsfaktor in den Grenzen von  $0,15 < \frac{z_{pl}}{h} < 0,4$

$$0,85 < \beta_{pl} = 1 - \left(0,6 \times \frac{z_{pl}}{h} - 0,09\right) = 1 - \left(0,6 \times \frac{32,61\text{cm}}{147,5\text{cm}} - 0,09\right) = 0,957 < 1$$

Abgeminderte plastische Momententragfähigkeit

$$M_{Rd} = \beta_{pl} \times M_{pl,Rd} = 0,957 \times 29647,64\text{kNm} = 28372,8\text{kNm}$$

Maximaler Moment in Feldmitte

$$\max M_{Ed,16m} = 26032,5\text{kNm}$$

Nachweis der Momententragfähigkeit

$$\max M_{Ed,16m} = 26032,5\text{kNm} < M_{Rd} = 28372,8\text{kNm}$$

Da die angreifende Querkraft keinen Einfluss auf die Momententragfähigkeit hat, ist ein Nachweis der kombinierten Querkraft- und Momententragfähigkeit nicht notwendig.

## 9. GRENZZUSTAND DER ERMÜDUNG

Der Nachweis der Ermüdung ist im Allgemeinen nur für Brücken zu berücksichtigen, welche durch Wind oder Verkehrslasten angeregt werden und bei welchen somit eine ständige Spannungsänderung in den tragenden Bauteilen auftritt.

Die Nachweise der Ermüdung erfolgen im Einzelnen für den Beton, die Verbundmittel, den Betonstahl und den Baustahl. Die einzelnen Voraussetzungen unter denen ein Nachweis der Ermüdung nicht geführt werden muss, werden in dem Abschnitt der jeweiligen Baugruppe aufgeführt. Die Ermittlung der minimalen und Spannungen erfolgt über die Elastizitätstheorie.

### 9.1. NACHWEIS IM GRENZZUSTAND DER ERMÜDUNG FÜR BAUSTAHL

Für Straßenbrücken kann ein Ermüdungsnachweis entfallen, wenn der Stahlträger aus allgemeinem Baustahl, eine Stützweite von mehr als 45m besitzt und die Kerbgruppe nicht kleiner als  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$  ist. Diese Regelung ist für Träger der Querschnittsklassen 1 oder 2, welche im GZT plastisch bemessen werden, nicht zulässig. Bei diesem konstruktiven Nachweis werden die einzelnen Teile der Hauptträger in Kerbgruppen eingeteilt und anschließend mit der minimalen Kerbgruppe von  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$  verglichen.

Durch eine Spannweite von 32m ist ein Nachweis der Ermüdung zu führen. Dieser wird nur in Feldmitte durchgeführt, da anhand der Lagerung davon ausgegangen werden kann, dass am Auflager keine Spannungsänderung durch Momente infolge der Verkehrs- bzw. Windlasten auftritt.

Um die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite zu ermitteln, müssen die Spannungsschwingbreiten aus dem Ermüdungslastmodell mit dem Anpassungsbeiwert  $\lambda$  versehen werden. Dieser Beiwert setzt sich aus den folgenden vier Werten zusammen. Die Einflussfaktoren zur Berechnung der Teilbeiwerte werden durch die zuständige Behörde bestimmt.

Spannweite des untersuchten Bereiches  $L = 32m$

Spannweitenbeiwert in Feldmitte

$$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \times \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \times \frac{32m - 10}{70} = 2,33$$

Der Spannweitenbeiwert ist für Stütz- sowie Feldbereiche einzeln zu bestimmen.

Durchschnittliches Gesamtgewicht der LKW pro Fahrstreifen  $Q_{m1} = 400kN$

Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen  $N_{obs} = 0,5 \times 10^6$

Verkehrsstärkenbeiwert

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{480kN} \times \left( \frac{N_{obs}}{0,5 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} = \frac{400kN}{480kN} \times \left( \frac{0,5 \times 10^6}{0,5 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} = 0,83$$



## 9. GRENZZUSTANDE DER ERMÜDUNG

Nutzungsdauer in Jahren

$$t_{nd} = 100$$

Lebensdauerbeiwert

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{nd}}{100}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{100}{100}\right)^{\frac{1}{5}} = 1,0$$

Der Spurbeiwert erfasst die Effekte aus den Nebenspuren in Abhängigkeit der Hauptspur. Zur Vereinfachung wird für die beiden Schwerlastspuren die gleiche Anzahl an LKW pro Jahr und das gleiche durchschnittliche Gesamtgewicht angenommen.

Anzahl der Schwerlastspuren der Brücke

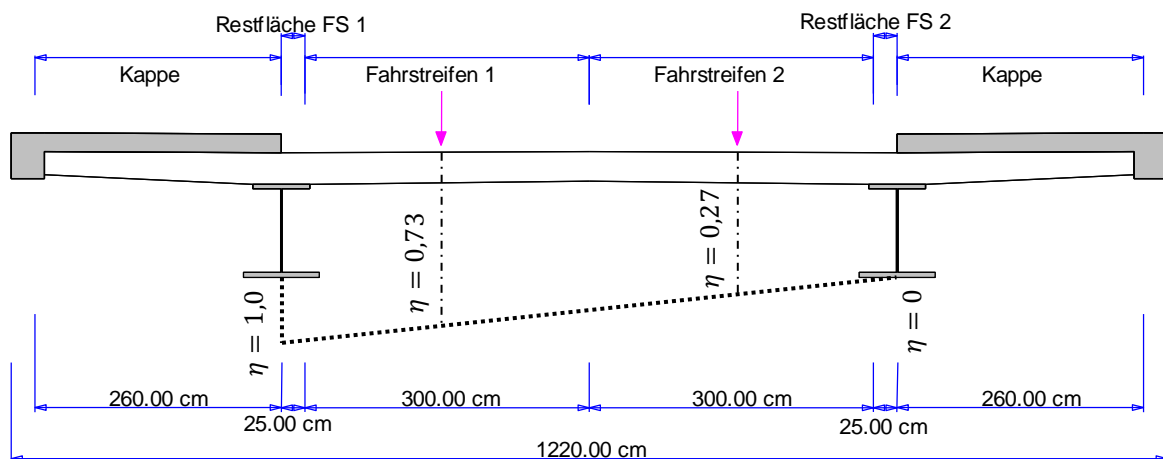
$$k = 2$$

Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen 1 bzw. 2

$$N_{1/2} = N_{obs} = 0,5 \times 10^6$$

Durchschnittliches Gesamtgewicht der LKW in Fahrstreifen 1 bzw. 2  $Q_{m1/2} = 400 \text{ kN}$

Die Ermittlung der Einflusslinie für die innere Kraft erfolgt anhand der folgenden Abbildung.



**ABBILDUNG 9-1:** WERTE DER EINFLUSSLINIE  $\eta$  FÜR DIE INNERE KRAFT

Wert der Einflusslinie für die innere Kraft in Mitte der Spur 1

$$\eta_1 = 0,73$$

Wert der Einflusslinie für die innere Kraft in Mitte der Spur 2

$$\eta_2 = 0,27$$

Spurbeiwert

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \times \left(\frac{\eta_2 \times Q_{m2}}{\eta_1 \times Q_{m1}}\right)^5\right]^{\frac{1}{5}} = \left[1 + \frac{0,5 \times 10^6}{0,5 \times 10^6} \times \left(\frac{0,27 \times 400 \text{ kN}}{0,73 \times 400 \text{ kN}}\right)^5\right]^{\frac{1}{5}} = 1,0$$

Maximaler Anpassungsfaktor für den Feldbereich

$$\lambda_{max} = 2,5 - 0,5 \times \frac{L - 10}{15} = 2,5 - 0,5 \times \frac{32 \text{ m} - 10}{15} = 1,77 < 2,0 \Rightarrow \lambda_{max} = 2,0$$

Anpassungsbeiwert für Spannungsschwingbreiten

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 = 2,33 \times 0,83 \times 1,0 \times 1,0 = 1,94 < \lambda_{max} = 2,0$$

Da der Betongurt infolge der Beanspruchungen in der Druckzone des Verbundquerschnitts liegt, wird bei der Ermittlung der Spannung der ungerissene Querschnitt verwendet. Bei Zugbeanspruchungen sind die Einflüsse aus der Rissbildung und das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen einzubeziehen. Vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend kann der Beton auch komplett vernachlässigt und nur der Gesamtstahlquerschnitt berücksichtigt werden.

Teilsicherheitsbeiwert im GZE

$$\gamma_{Ff} = 1,0$$

Teilsicherheitsbeiwert im GZE für Hauptteile

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

Maximaler Moment in Feldmitte für ELM3

$$\max M_{Ed,16m,f} = 13429,1 \text{ kNm}$$

Minimaler Moment in Feldmitte für ELM3

$$\min M_{Ed,16m,f} = 11254,4 \text{ kNm}$$

Ideeller Trägheitswiderstand des Verbundquerschnittes

$$I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$$

Schwerachse des Betongurtes von OK OG Stahlträger

$$z_c = 23,01 \text{ cm}$$

Abstand der Verbundschwerachse zu Betonschwerachse

$$z_{ic,0} = 21,95 \text{ cm}$$

Abstand der Verbundschwerachse zu OK OG Stahlträger

$$z_{i,o} = z_c - z_{ic,0} = 23,01 \text{ cm} - 21,95 \text{ cm} = 1,06 \text{ cm}$$

Dynamischer Beiwert für Straßenbrücken

$$\phi = 1,0$$

Der Ermüdungsnachweis und alle weiteren Berechnungen werden an einer Stelle des Stahlquerschnittes ausführlich beschrieben und an allen weiteren Stellen vereinfacht zusammengefasst.

Maximale Spannung an der Oberkante des Stahlträgerobergurtes (Zug)

$$\max \sigma_f = \frac{\max M_{Ed,16m,f}}{I_{i,0}} \times z_{i,o} = \frac{13429,1 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{8370562 \text{ cm}^4} \times 1,06 \text{ cm} = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Minimale Spannung an der Oberkante des Stahlträgerobergurtes (Zug)

$$\min \sigma_f = \frac{\min M_{Ed,16m,f}}{I_{i,0}} \times z_{i,o} = \frac{11254,4 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{8370562 \text{ cm}^4} \times 1,06 \text{ cm} = 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Spannungsschwingbreite der Einwirkungen in Haupttragwerksrichtung

$$\Delta \sigma_{E, glob} = \lambda \times \phi \times |\max \sigma_f - \min \sigma_f| = 1,94 \times 1,0 \times |0,17 \text{ kN/cm}^2 - 0,14 \text{ kN/cm}^2| = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Spannungsschwingbreite aller Einwirkungen

$$\Delta \sigma_E = \Delta \sigma_{E, glob} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Grenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei  $2 \times 10^6$  Schwingspielen  $\Delta\sigma_c = 8,0 \text{ kN/cm}^2$

Dieser Wert wurde anhand des Anhangs II-L des DIN Fachberichtes 103 ermittelt.

Nachweis der Ermüdung

$$\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_E = 1,0 \times 0,06 \text{ kN/cm}^2 = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{8,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 7,0 \text{ kN/cm}^2$$

**TABELLE 9-1:** ZUSAMMENFASSUNG DER ERMÜDUNGSNACHWEISE AM STAHLTRÄGER

Stelle der Spannung	$z_{i,o}$	$\max \sigma_f$	$\min \sigma_f$	$\Delta\sigma_E$		$\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$
Unterkante Obergurt	6,06cm	$1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	$0,81 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	$0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	<	$4,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Oberkante Untergurt	105,06cm	$16,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	$14,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	$2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	<	$4,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

## 9.2. NACHWEIS IM GRENZZUSTAND DER ERMÜDUNG FÜR BETONSTAHL

Durch die Beanspruchungen der Brücke und die Lage der Schwerachse des Verbundquerschnittes wirken auf den Betongurt größtenteils Druckspannungen. Daher wird für die Berechnung der ungerissene Querschnitt verwendet. Der Nachweis der Ermüdung erfolgt über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite analog zum Nachweis des Baustahls oder über einen vereinfachten Nachweis.

Der vereinfachte Nachweis für ungeschweißte Bewehrungsstäbe von Straßen- bzw. Eisenbahnbrücken gilt als erfüllt, wenn unter der häufigen Einwirkungskombination die Spannungsschwingbreite den Wert  $\Delta\sigma_s = 7,0 \text{ kN/cm}^2$  nicht überschreitet.

Der Nachweis erfolgt in Feldmitte des Haupttragwerkes und nur in der oberen Bewehrungslage. Dabei wird für die Positionierung der oberen Bewehrungslage eine Mindestbetondeckung von  $c_{nom} = 4,5 \text{ cm}$  festgelegt.

Höhe des Betongurtes  $h_c = 37,5 \text{ cm}$

Abstand der Verbundschwerachse zu OK OG Stahlträger  $z_{i,o} = 1,06 \text{ cm}$

Abstand der Verbundschwerachse zur oberen Bewehrungslage

$$z_{is,0} = h_c - z_{i,o} - c_{nom} = 37,5 \text{ cm} - 1,06 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} = 31,94 \text{ cm}$$

Ideeller Trägheitswiderstand des Verbundquerschnittes  $I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$

Maximaler Moment in Feldmitte für TS+UDL-System  $\max M_{Ed,16m} = 15322,3 \text{ kNm}$

Minimaler Moment in Feldmitte für TS+UDL-System  $\min M_{Ed,16m} = 11254,4 \text{ kNm}$

Maximale Spannung in der oberen Bewehrungslage (Druck)

$$\max \sigma_s = \frac{\max M_{Ed,16m}}{I_{i,0}} \times z_{is,0} = \frac{15322,3 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{8370562 \text{ cm}^4} \times 31,94 \text{ cm} = 5,85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Minimale Spannung in der oberen Bewehrungslage (Druck)

$$\min \sigma_s = \frac{\min M_{Ed,16m}}{I_{i,0}} \times z_{is,0} = \frac{11254,4 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{8370562 \text{ cm}^4} \times 31,94 \text{ cm} = 4,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vereinfachter Nachweis der Ermüdung anhand der Spannungsschwingbreiten

$$\Delta \sigma = |\max \sigma_s - \min \sigma_s| = \left| 5,85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 4,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right| = 1,55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \Delta \sigma_s = 7,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Daraus folgt, dass der ausführliche Nachweis der Ermüdung über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite nicht erforderlich ist.

Befindet sich die Bewehrung in der Zugzone ist darauf zu achten, dass die Rissbildung im Beton und somit das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen ist.

### 9.3. NACHWEIS IM GRENZZUSTAND DER ERMÜDUNG FÜR BETON

Der Nachweis der Ermüdung ist unter der Voraussetzung von Druckspannungen im Betongurt zu führen. Der genaue Nachweis wird dabei, wie zuvor, über die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite geführt.

Unter der Voraussetzung, dass bei Straßenbrücken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Betondruckspannung, unter den nicht häufigen Beanspruchungen, den 0,6-fachen Wert der Zylinderdruckfestigkeit nicht überschreitet, kann der Nachweis im GZE für Beton entfallen. Dies ist im Allgemeinen für Straßenbrücken eingehalten. Da dieser Nachweis an dieser Stelle noch nicht geführt wurde, erfolgt die Ermüdungsberechnung des Betons anhand einer vereinfachten Berechnung für Straßenbrücken.

Höhe des Betongurtes  $h_c = 37,5 \text{ cm}$

Abstand der Verbundschwerachse zu OK OG Stahlträger  $z_{i,0} = 1,06 \text{ cm}$

Abstand der Verbundschwerachse zur OK Betongurt

$$z_{ic,0} = h_c - z_{i,0} = 37,5 \text{ cm} - 1,06 \text{ cm} = 36,44 \text{ cm}$$

Ideeller Trägheitswiderstand des Verbundquerschnittes  $I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$

Reduktionszahl für Kurzzeitbelastung  $n_0 = 7,02$

Maximaler Moment in Feldmitte für TS+UDL-System  $\max M_{Ed,16m} = 15322,3 \text{ kNm}$

Minimaler Moment in Feldmitte für TS+UDL-System  $\min M_{Ed,16m} = 11254,4 \text{ kNm}$

Maximale Spannung an der Oberkante des Betongurtes (Druck)

$$\max \sigma_c = \frac{\max M_{Ed,16m}}{n_0 \times I_{i,0}} \times z_{is,0} = \frac{15322,3 \text{ kNm} \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{7,02 \times 8370562 \text{ cm}^4} \times 36,44 \text{ cm} = 0,95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Minimale Spannung an der Oberkante des Betongurtes (Druck)

$$\min \sigma_c = \frac{\min M_{Ed,16m}}{n_0 \times I_{i,0}} \times z_{is,0} = \frac{11254,4 \text{ kNm} \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{7,02 \times 8370562 \text{ cm}^4} \times 36,44 \text{ cm} = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Da der Beton, durch das Aushärten, unter zunehmenden Alter an Druckfestigkeit gewinnt, muss das Betonalter vor Beginn der zyklischen Belastung, bei der Berechnung der Betondruckfestigkeit, in den Beiwert der Nacherhärtung einbezogen werden.

Zeitpunkt bis zur zyklischen Erstbelastung in Tagen  $t_0 = 100$

Beiwert der Nacherhärtung

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{0,2 \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)} = e^{0,2 \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{100}}\right)} = 1,1$$

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton C35/45  $f_{ck} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Teilsicherheitsbeiwert im GZE für Beton  $\gamma_{cf} = 1,5$

Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit von Beton C35/45

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_{cf}} = 0,85 \times \frac{3,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 1,983 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Betonfestigkeit von Beton C35/45 für Ermüdung mit  $f_{ck}$  in  $\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$f_{cd,f} = \beta_{cc}(t_0) \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 1,05 \times 1,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times \left(1 - \frac{35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{250}\right) = 1,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vereinfachter Nachweis für Beton unter Druckbeanspruchung

$$\frac{|\max \sigma_c|}{f_{cd,f}} = \frac{0,95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,5 = 0,5$$

$$\frac{|\max \sigma_c|}{f_{cd,f}} + 0,45 \times \frac{|\min \sigma_c|}{f_{cd,f}} = \frac{0,95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + 0,45 \times \frac{0,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,67 < 0,9$$

Der Nachweis des Betons unter Druckbeanspruchungen im Grenzlasterfall der Ermüdung gilt somit als erfüllt.

## 10. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollen sicherstellen, dass die Nutzbarkeit der Verbundbrücke nicht durch übermäßig starke Verformungen und Schwingungen eingeschränkt und die Grenzspannungen in den in den Teilquerschnitten nicht überschritten wird. Die Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden dürfen nicht vernachlässigt werden, um eine ausreichende Dauerhaftigkeit der Brücke zu gewährleisten. Deshalb erfolgen alle Nachweise zum Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$ . Für die Ermittlung der Spannungen zum Zeitpunkt  $t = \infty$  werden, für die jeweilige Einwirkung, die Reduktionszahlen und Trägheitsmomente aus Tabelle 3.2 in Kapitel 3.3.2 entnommen.

Nachfolgend werden die einzelnen Nachweise der Gebrauchstauglichkeit aufgeführt und ihre Notwendigkeit dargelegt.

### 10.1. SPANNUNGSBEGRENZUNG

Spannungsbegrenzungen dienen dazu, einer Schädigung des Betons durch hohe Druckspannungen und der unkontrollierten Rissbildung im Beton durch nichtelastische Verformungen des Stahls, bei Tragwerken, welche im GZT elastisch-plastisch berechnet werden, vorzubeugen. Gleiches gilt auch für übermäßigen Schlupf in der Verbundfuge. Die Notwendigkeit eines Ermüdungsnachweises macht eine Begrenzung der Spannung erforderlich.

Die Nachweise der Spannungsbegrenzung erfolgen anhand der verwendeten Werkstoffe getrennt voneinander.

#### 10.1.1. SPANNUNGSBEGRENZUNG FÜR BETON UNTER DRUCKSPANNUNGEN

Eine Begrenzung der Spannung im Beton ist nur erforderlich, wenn der Verbund mit Hilfe einer Vorspannung durch Spannglieder bzw. beabsichtigten Deformation hergestellt wird. Da der Stahlträger seine Überhöhung während der Fertigung erhält und nicht nach dem Verlegen durch seine Unterstützung hochgedrückt wird, ist er während des Betonierens spannungsfrei. Es tritt somit keine Vorspannung des Betons nach Entfernen der Hilfsstützen auf. Der Nachweis ist somit nicht erforderlich.

Ist eine Vorspannung vorhanden, muss die maximale Spannung im Betongurt aus der nicht-häufigen Einwirkungskombination mit der Spannung  $0,6 \times f_{ck}$  begrenzt werden. Bei übermäßigen Einwirkungen aus dem Kriechen wird die maximale Spannung im Beton über die quasi-ständigen Einwirkungen errechnet und die Grenzspannung auf  $0,45 \times f_{ck}$  abgemindert.

Obwohl unter der Voraussetzung, dass die maximale Spannung im Beton die Grenzspannung  $0,6 \times f_{ck}$  nicht überschreitet, der Nachweis der Ermüdung für Beton entfallen kann, wird der Nachweis an dieser Stelle dennoch geführt.

Zuerst erfolgt der Nachweis zum Zeitpunkt  $t = 0$ .

Abstand der Verbundschwerachse zur OK Betongurt

$$z_{ic,0} = 36,44 \text{ cm}$$

Ideeller Trägheitswiderstand des Verbundquerschnittes

$$I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$$

## 10. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Reduktionszahl für Kurzzeitbelastung

$$n_0 = 7,02$$

Maximaler Moment in Feldmitte

$$\max M_{Ed,16m} = 17035,2 \text{ kNm}$$

Maximale Spannung an der Oberkante des Betongurtes (Druck)

$$\max \sigma_c^{t=0} = \frac{\max M_{Ed,16m}}{n_0 \times I_{i,0}} \times z_{is,0} = \frac{17035,2 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{7,02 \times 8370562 \text{ cm}^4} \times 36,44 \text{ cm} = 1,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Grenzspannung

$$0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Nachweis der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max \sigma_c^{t=0} = 1,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,6 \times f_{ck} = 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Die Ermittlung der Spannungen für  $t = \infty$  erfolgt für jede Einwirkung unter Berücksichtigung des Belastungsbeginns. Die Ergebnisse werden vereinfacht in einer Tabelle zusammengefasst.

Höhe des Betongurtes

$$h_c = 37,5 \text{ cm}$$

Abstand von OK OG Stahlträger zu Schwerachse Betongurt

$$z_s = 23,01 \text{ cm}$$

Abstand der Betonschwerachse zu OK Betongurt

$$z_c = h_c - z_s = 37,5 \text{ cm} - 23,01 \text{ cm} = 14,49 \text{ cm}$$

Schwindnormalkraft

$$N_s = 8176,2 \text{ kN}$$

Schwindmoment

$$M_s = 3185,45 \text{ kNm}$$

Allgemeine Formel zur Ermittlung der Spannungen an der äußersten Faser des Betongurtes

$$\max \sigma_c^{t=\infty} = \sum \frac{M_L^{n_L}}{n_L \times I_{i,L}} \times (|z_{ic,L}| + z_c)$$

**TABELLE 10-1:** SPANNUNGEN DES BETONGURTES IM GZG FÜR  $t = \infty$

Einwirkung	$M_L^{n_L}$ in kNm	$n_L$	$I_{i,L}$ in $\text{cm}^4$	$ z_{ic,L}  + z_c$ in cm	$\sigma_L^{t=\infty}$ in $\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
EG Stahl	-39,77	7,02	8370562	36,44	-0,002
Betonieren mit HS	-241,03	7,02	8370562	36,44	-0,015
Abbinden	7,95	7,02	8370562	36,44	0,0005
Entfernen der HS	7912,48	20,9	6402253,6	56,04	0,33
Ausbau	3614,72	18,6	6612130,5	53,84	0,158
UDL-System	$0,8 \times 3861,76$	7,02	8370562	36,44	0,19
TS-System	$0,8 \times 3364,28$	7,02	8370562	36,44	0,167
Schwinden primär	3185,45	18,22	6649652,3	53,45	0,14

## 10. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

$$\max \sigma_c^{t=\infty} = 0,97 \frac{kN}{cm^2}$$

Nachweis der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max \sigma_c^{t=\infty} = 0,97 \frac{kN}{cm^2} < 0,6 \times f_{ck} = 2,1 \frac{kN}{cm^2}$$

Da beide Nachweise erfüllt sind, ist ein Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung für den Betongurt unter Druckspannungen nicht erforderlich.

### 10.1.2. SPANNUNGSBEGRENZUNG FÜR BETONSTAHL

Da im Verbundquerschnitt im Betongurt nur Druckbeanspruchungen auftreten, ist eine Begrenzung der Spannung des Betonstahls nicht notwendig.

Unter Zugbeanspruchungen muss die Spannung in der Bewehrung so begrenzt werden, dass plastische Verformungen im Stahl ausgeschlossen werden. Dafür wird die Nennstreckgrenze der Bewehrung mit dem Faktor 0,8 abgemindert. Hierbei ist der Einfluss des Betons zwischen den Rissen zu berücksichtigen.

### 10.1.3. SPANNUNGSBEGRENZUNG FÜR BAUSTAHL

Bei den Querschnittsklassen 3 und 4 ohne eine Vorspannung durch Spannglieder oder eine planmäßig eingeprägte Deformation ist die Begrenzung der Stahlspannung nicht erforderlich.

Der Nachweis der Spannungsbegrenzung erfolgt unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination zu den Zeitpunkten  $t = 0$  und  $t = \infty$ . Die Ermittlung der Spannungen erfolgt dabei unter Betrachtung des ungerissenen Querschnitts. Bei Zug im Betongurt kann vereinfacht der Beton vernachlässigt und nur der Stahlquerschnitt betrachtet werden.

Die Spannungsermittlung erfolgt an der Unterkante des Stahlträger Untergurtes, da hier die größten Spannungen erwartet werden. Die Nachweise werden sowohl am Auflager als auch in Feldmitte geführt.

Teilsicherheitsbeiwert für Spannungsbegrenzung  $\gamma_{M,ser} = 1,1$

#### 10.1.3.1. AM AUFLAGER

Zum Zeitpunkt  $t = 0$  ergeben sich die folgenden Querschnittswerte und Spannungen.

Fläche des Steges  $A_{a,ST} = 247,5 cm^2$

Maximale Querkraft am Auflager zum Zeitpunkt  $t = 0$   $\max V_{Ed,0m}^{t=0} = 2135,98 kN$

Maximale Spannung an der UK UG des Stahlträgers

$$\max \tau_{Ed,ser}^{t=0} = \frac{\max V_{Ed,0m}^{t=0}}{A_{a,ST}} = \frac{2135,98 kN}{247,5 cm^2} = 8,63 \frac{kN}{cm^2}$$



## 10. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Charakteristische Streckgrenze des Steges

$$f_{yk} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Grenzspannung

$$\frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M,ser}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Nachweis der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max \tau_{Ed,ser}^{t=0} = 8,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M,ser}} = 18,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Eine Interaktion ist nicht erforderlich, da keine Momentenbeanspruchung am Auflager vorherrscht. Zum Zeitpunkt  $t = \infty$  wirken auf den Querschnitt die selben Kräfte wie zum Zeitpunkt  $t = 0$ , da die primären Einwirkungen aus dem Schwinden hier keinen Einfluss haben. Die Spannungen ändern sich daher nicht, weil die Querkraft komplett vom Steg des Stahlträgers aufgenommen wird.

Nachweis der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max \tau_{Ed,ser}^{t=\infty} = 8,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

### 10.1.3.2 IN FELDMITTE

Abstand der Verbundschwerachse zur OK Betongurt

$$z_{ic,0} = 36,44 \text{ cm}$$

Gesamthöhe des Verbundquerschnitts

$$h = 147,5 \text{ cm}$$

Abstand der Verbundschwerachse zu UK UG

$$z_{i,0} = h - z_{ic,0} = 147,5 \text{ cm} - 36,44 \text{ cm} = 111,06 \text{ cm}$$

Ideeller Trägheitswiderstand des Verbundquerschnittes

$$I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$$

Maximale Querkraft in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max V_{Ed,16m}^{t=0} = 168,22 \text{ kN}$$

Maximaler Moment in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max M_{Ed,16m}^{t=0} = 17014,8 \text{ kNm}$$

Maximale Spannung an der UK UG des Stahlträgers

$$\begin{aligned} \max \tau_{Ed,ser}^{t=0} &= \frac{\max V_{Ed,0m}^{t=0}}{A_{a,ST}} = \frac{168,22 \text{ kN}}{247,5 \text{ cm}^2} = 0,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \max \sigma_{Ed,ser}^{t=0} &= \frac{\max M_{Ed,16m}^{t=0}}{I_{i,0}} \times z_{i,0} = \frac{17035,2 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{8370562 \text{ cm}^4} \times 111,06 \text{ cm} = 22,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

## 10. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Grenzspannung

$$\frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M,ser}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} = \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,1} = 32,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Einzelnachweise der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max \tau_{Ed,ser}^{t=0} = 0,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\max \sigma_{Ed,ser}^{t=0} = 22,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} = 32,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Interaktionsnachweis der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\sqrt{(\max \sigma_{Ed,ser}^{t=0})^2 + 3 \times (\tau_{Ed,ser}^{t=0})^2} = \sqrt{\left(22,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2 + 3 \times \left(0,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 22,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{(\max \sigma_{Ed,ser}^{t=0})^2 + 3 \times (\tau_{Ed,ser}^{t=0})^2} = 22,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} = 32,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Die Spannungsermittlungen zum Zeitpunkt  $t = \infty$  erfolgt unter Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens. Vereinfacht werden die errechneten Spannungen in einer Tabelle zusammengefasst. Alle verwendeten Werte wurden der Tabelle 3-2 in Kapitel 3.3.2. entnommen.

Maximale Querkraft in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t = \infty$   $\max V_{Ed,16m}^{t=\infty} = 168,22 \text{ kN}$

Abstand der Betonschwerachse zu OK Betongurt  $z_c = 14,49 \text{ cm}$

Gesamtquerschnitt des Betongurtes pro Hauptträger  $A_c \approx 20278 \text{ cm}^2$

Schwindnormalkraft  $N_s = 8176,2 \text{ kN}$

Schwindmoment  $M_s = 3185,45 \text{ kNm}$

Allgemeine Formel zur Ermittlung der Spannungen an der äußersten Faser des Betongurtes

$$\max \sigma_{cEd,ser}^{t=\infty} = \sum \frac{M_L^{n_L}}{I_{i,L}} \times (h - (|z_{ic,L}| + z_c \text{ in cm}))$$

## 10. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

**TABELLE 10-2:** SPANNUNGEN AN UNTERKANTE UNTERGURT DES STAHLTRÄGERS IM GZG FÜR  $t = \infty$

Einwirkung	$M_L^{nL}$ in kNm	$I_{i,L}$ in cm <sup>4</sup>	$h - ( z_{ic,L}  + z_c)$ in cm	$\sigma_L^{t=\infty}$ in $\frac{kN}{cm^2}$
EG Stahl	-39,77	8370562	111,06	-0,053
Betonieren mit HS	-241,03	8370562	111,06	-0,32
Abbinden	7,95	8370562	111,06	0,01
Entfernen der HS	7912,48	6402253,6	91,46	13,73
Ausbau	3614,72	6612130,5	93,66	5,12
UDL-System	$0,8 \times 3861,76$	8370562	111,06	4,1
TS-System	$0,8 \times 3364,28$	8370562	111,06	3,57
Schwinden primär	3185,45	6649652,3	94,05	4,5

$$\max \sigma_c^{t=\infty} = 30,66 \frac{kN}{cm^2}$$

Einzelnachweise der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\max \tau_{Ed,ser}^{t=0} = 0,68 \frac{kN}{cm^2} < \frac{35,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18,6 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\max \sigma_{Ed,ser}^{t=0} = 30,66 \frac{kN}{cm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} = 32,3 \frac{kN}{cm^2}$$

Interaktionsnachweis der Spannungsbegrenzung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$\sqrt{(\max \sigma_{Ed,ser}^{t=0})^2 + 3 \times (\tau_{Ed,ser}^{t=0})^2} = \sqrt{\left(30,66 \frac{kN}{cm^2}\right)^2 + 3 \times \left(0,68 \frac{kN}{cm^2}\right)^2} = 30,68 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{(\max \sigma_{Ed,ser}^{t=0})^2 + 3 \times (\tau_{Ed,ser}^{t=0})^2} = 30,68 \frac{kN}{cm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} = 32,3 \frac{kN}{cm^2}$$

Unter einer positiven Momentenbeanspruchung und der Nachweisführung mit dem Verfahren elastisch-plastisch im GZT ist ein Nachweis der Beulsicherheit im GZG notwendig. Dieser Nachweis wird mit der seltenen Einwirkungskombination geführt. Wenn die nachfolgenden Anforderungen eingehalten sind, kann dieser Nachweis entfallen.

Dicke des Steges

$$t_w = 2,5cm$$

Höhe des Steges

$$h_w = 99cm$$

Spannweite der Straßenbrücke

$$L = 32m$$

Vereinfachter Beulnachweis

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{99cm}{2,5cm} = 39,6 < 30 + 4,0 \times L = 30 + 4,0 \times 32m = 158 < 300$$

## 10.2. STEGBLECHATMEN

Im Bereich von Steg-Flansch Anschlüssen können bei Querschnitten der Klasse 4 Ermüdungsschäden auftreten. Die Berechnung erfolgt dabei nach der häufigen Einwirkungskombination.

Der Nachweis kann entfallen, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine ausreichende Beulsicherheit nachgewiesen wurde.

## 10.3. RISSBREITENBESCHRÄNKUNG UND MINDESTBEWEHRUNG

Durch die konstante Druckbeanspruchung im Betongurt kann ein Auftreten von Rissen im Betongurt vernachlässigt werden. Dabei wird der kleine Anteil des Betons in der Zugzone nicht berücksichtigt, da eine Anordnung der Bewehrung mit einer vorgesehenen Mindestbetondeckung nicht möglich ist. Die Anordnung und Bemessung der Bewehrung erfolgt daher anhand der Forderungen der baulichen Durchbildung, welche in dieser Arbeit nicht weiter berücksichtigt wird.

## 10.4. VERFORMUNG

Die Begrenzung der Verformung ist notwendig, um Schäden an angrenzenden Bauteilen, wie beispielsweise Schallschutzwänden, zu vermeiden. Dabei muss die Durchbiegung aus dem Eigengewicht des Tragwerkes durch eine Überhöhung kompensiert werden.

Je nach Herstellungsverfahren des Verbundes können andere Überhöhungen bei gleichen Querschnitten und Spannweiten erforderlich werden. Bei Trägern mit Eigengewichtsverbund werden alle Belastungen vom Verbundquerschnitt aufgenommen. Somit ist die notwendige Überhöhung geringer als bei Tragwerken ohne Eigengewichtsverbund.

Die Einflüsse der Nachgiebigkeit der Verdübelung wird vernachlässigt, da davon ausgegangen wird, dass die vorhandene Anzahl der VBM auf dem Tragwerk die Hälfte der Anzahl der Dübel unter vollständiger Verdübelung übersteigt.

Die Verformung aus dem Kriechen und Schwinden ist zu berücksichtigen.

### 10.4.1. MAXIMALE DURCHBIEGUNG

Spannweite der Brücke

$$L = 32m$$

Elastizitätsmodul von Stahl

$$E_a = 21000 \frac{kN}{cm^2}$$

Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts für Entfernen der HS

$$I_{i,12d} = 6402253,6cm^4$$

Die Belastungen werden dem Kapitel 4. entnommen und hier nicht gesondert aufgeführt. Zur Vereinfachung wird der Lastfall „Entfernen der HS“ durch eine Berechnung der Durchbiegung unter Eigengewicht von Stahl, sowie Betonieren und Abbinden ohne Unterstützung, ersetzt. Hierbei wird allerdings der Trägheitsmoment des Lastfalls „Entfernen der HS“ verwendet um das Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen.

Durchbiegung des Verbundquerschnitts unter EG Stahl

$$w_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_a \times I_{i,12d}} = \frac{5}{384} \times \frac{0,087 \text{ kN/cm} \times (3200 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \times 6402253,6 \text{ cm}^4} = 0,9 \text{ cm}$$

Durchbiegung des Verbundquerschnitts unter Betonieren

$$w_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_a \times I_{i,12d}} = \frac{5}{384} \times \frac{0,5272 \text{ kN/cm} \times (3200 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \times 6402253,6 \text{ cm}^4} = 5,4 \text{ cm}$$

Durchbiegung des Verbundquerschnitts unter Abbinden

$$w_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_a \times I_{i,12d}} = \frac{5}{384} \times \frac{(-0,0174 \text{ kN/cm}) \times (3200 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \times 6402253,6 \text{ cm}^4} = -0,18 \text{ cm}$$

Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts für Ausbau ( $t = \infty$ )  $I_{i,45d} = 6612130,5$

Durchbiegung des Verbundquerschnitts unter Ausbau zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$w_4 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_a \times I_{i,45d}} = \frac{5}{384} \times \frac{0,2824 \text{ kN/cm} \times (3200 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \times 6612130,5 \text{ cm}^4} = 2,8 \text{ cm}$$

Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts zum Zeitpunkt  $t = 0$   $I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$

Durchbiegung des Verbundquerschnitts unter UDL-System mit  $\psi_{21} = 0,2$  abgemindert

$$w_5 = \psi_{21} \times \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_a \times I_{i,0}} = 0,2 \times \frac{5}{384} \times \frac{0,3017 \text{ kN/cm} \times (3200 \text{ cm})^4}{21000 \text{ kN/cm}^2 \times 8370562 \text{ cm}^4} = 0,47 \text{ cm}$$

Vereinfacht werden die beiden Wanderlasten des TS-Systems addiert und mittig in Längsrichtung des Tragwerks angeordnet. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite.

Durchbiegung des Verbundquerschnitts unter TS-System mit  $\psi_{21} = 0,2$  abgemindert

$$w_6 = \psi_{21} \times \frac{1}{48} \times \frac{2 \times F \times L^3}{E_a \times I_{i,0}} = 0,2 \times \frac{1}{48} \times \frac{2 \times 218,46 \text{ kN} \times (3200 \text{ cm})^3}{21000 \text{ kN/cm}^2 \times 8370562 \text{ cm}^4} = 0,34 \text{ cm}$$

Die nachfolgenden Verformungen aus den primären Einwirkungen des Schwindens und den Einwirkungen der linearen Temperatur werden mit Hilfe der Software RSTAB bestimmt.

Für die linearen Temperaturunterschiede wird dabei der Sicherheitsbeiwert  $\psi_{22} = 0,5$  berücksichtigt.

Durchbiegung durch den positiven linearen Temperaturunterschied  $w_7 = -0,7 \text{ cm}$

Durchbiegung durch den negativen linearen Temperaturunterschied  $w_8 = 0,84 \text{ cm}$

Durchbiegung durch primäre Einwirkungen des Schwindens  $w_9 = 3,11\text{cm}$

Maximale Durchbiegung für die quasi-ständige Einwirkungskombination

$$w_{max} = w_1 + w_2 + w_3 + w_4 + w_5 + w_6 + w_8 + w_9$$

$$w_{max} = 0,9\text{cm} + 5,4\text{cm} - 0,18\text{cm} + 2,8\text{cm} + 0,47\text{cm} + 0,34\text{cm} + 0,84\text{cm} + 3,11\text{cm} = 13,68\text{cm}$$

Da angrenzende Bauteile durch eine übermäßige Deformation des Haupttragwerkes beschädigt werden könnten und das Erscheinungsbild durch diese Verformung stark geschädigt wird, ist es erforderlich die Durchbiegung zu begrenzen. Dies wird im folgenden Abschnitt durchgeführt.

#### 10.4.2. ERFORDERLICHE ÜBERHÖHUNG

Die erforderliche Überhöhung errechnet sich aus der Durchbiegung der ständigen Lasten und den Einwirkungen aus Kriechen und Schwinden. Somit besitzt der Verbundträger nach dem Aufbringen aller ständigen Einwirkungen keine Durchbiegung und lediglich die veränderlichen Lasten erzeugen eine Verformung des Tragwerks. Auf diese Weise wird die Verformung stark begrenzt und eine Schädigung angrenzender Bauteile ausgeschlossen.

Unter Umständen kann der ständige Anteil der Verkehrslasten in die Ermittlung der Durchbiegung einbezogen werden. Dies ist aber nicht unbedingt erforderlich.

Für die Berechnung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit von Ausbauteilen und Anbauten ist zu beachten, dass die Verformung aus dem Kriechen und Schwinden, trotz Überhöhung, für diese Teile wirksam wird.

Erforderliche Überhöhung des Stahlträgers

$$\delta_{\ddot{U}} = w_1 + w_2 + w_3 + w_4 + w_9 = 0,9\text{cm} + 5,4\text{cm} - 0,18\text{cm} + 2,8\text{cm} + 3,11\text{cm} = 12,03\text{cm}$$

Maßgebende Durchbiegung für angrenzende Bauteile

$$w_{Anbau} = w_5 + w_6 + w_8 + w_9 = 0,47\text{cm} + 0,34\text{cm} + 0,84\text{cm} + 3,11\text{cm} = 4,76\text{cm}$$

Als maximal zulässige Durchbiegung wird der fünfhundertste Teil der Spannweite angesetzt. Somit wird eine Gefahr von Schäden an angrenzenden Bauteilen ausgeschlossen.

$$zul\ w = \frac{L}{500} = \frac{3200\text{cm}}{500} = 6,4\text{cm} > w_{Anbau} = 4,76\text{cm}$$

Daraus wird ersichtlich, dass die angesetzte Überhöhung zur Begrenzung von Schäden an Ausbauteilen ausreichend ist.

## 11. VERBUNDSICHERUNG

Die Sicherung des Verbundes wird durch die Anordnung von Kopfbolzendübeln auf dem Obergurt des Stahlträgers gewährleistet. Diese haben einen Bolzendurchmesser von 22mm und eine Höhe von 200mm.

Die Verbundsicherung dient dabei der Übertragung der Schubkräfte zwischen Stahlträger und Betonplatte und der Sicherung der Betonplatte gegen Abheben vom Stahlträger.

Die Grenzscherkraft für Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten, welche mittels Hubzündung oder einem anderen automatisierten Schweißverfahren aufgeschweißt werden, in Vollbetonplatten ergibt sich aus dem kleineren der beiden Ergebnisse der nachfolgenden Gleichungen.

Höhe eines Kopfbolzendübeln  $h_{sc} = 20,0cm$

Durchmesser eines Kopfbolzendübeln  $d = 2,2cm$

Beiwert der Grenzscherkraft von Kopfbolzendübeln

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{20,0cm}{2,2cm} = 9,1 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton C35/45  $f_{ck} = 3,5 \frac{kN}{cm^2}$

Elastizitätsmodul für Beton C35/45 (Sekantenmodul)  $E_{cm} = 2990 \frac{kN}{cm^2}$

Charakteristische Zugfestigkeit der Bolzen  $f_{uk} = 45,0 \frac{kN}{cm^2}$

Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel  $\gamma_v = 1,25$

Grenzscherkraft eines Kopfbolzendübeln

$$P_{Rd} = 0,8 \times f_{uk} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} = 0,8 \times 45,0 \frac{kN}{cm^2} \times \frac{\pi \times (2,2cm)^2}{4} \times \frac{1}{1,25} = 109,5kN$$

$$P_{Rd} = \frac{0,25 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{E_{cm} \times f_{ck}}}{\gamma_v} = \frac{0,25 \times 1 \times (2,2cm)^2 \times \sqrt{2990 \frac{kN}{cm^2} \times 3,5 \frac{kN}{cm^2}}}{1,25} = 99kN$$

Die maßgebende Grenzscherkraft eines Verbundmittels beträgt 99kN.

Die Berechnung der erforderlichen Dübelanzahl erfolgt exemplarisch am Auflager und in Feldmitte. Aus diesen beiden Berechnungen kann keine genaue Aussage über die Aufteilung der Dübel auf dem Stahlträger getroffen werden.

Alternativ könnte eine vollständige Verdübelung des Obergurtes erfolgen. Dabei wird im Bereich vom Auflager bis zur Feldmitte die Normalkraft des Stahlträgerquerschnitts im plastischen Zustand

als wirksame Längsschubkraft angesetzt. Diese Vorgehensweise ist allerdings aus wirtschaftlicher Sicht nicht empfehlenswert.

### 11.1. ANZAHL DER VERBUNDMITTEL IM GZT

Die Berechnung der erforderlichen Dübelanzahl erfolgt am Auflager und im Feldbereich.

Dabei müssen die Einwirkungen, durch den Einfluss des Kriechens und Schwindens, anhand ihres Lastbeginns unterteilt werden. Die Berechnung der Längsschubkraft erfolgt dabei nach dem folgenden Prinzip.

Maximale Längsschubkraft

$$v_{Ed} = \left| V_{Ed,L} \times \frac{S_{i,c+s,L}}{I_{i,L}} \right|$$

Auf Grund der Einwirkungen in Querrichtung der Brücke ist eine Zugbeanspruchung der VBM wahrscheinlich. Auf einen Nachweis kann verzichtet werden, wenn die Zugkraft pro Kopfbolzendübel, mit einer Mindesthöhe von  $125\text{mm}$ , ein Zehntel der Grenzscherkraft nicht überschreitet. Auf eine Berechnung der Kopfbolzendübel unter den Beanspruchungen aus der Querrichtung der Brücke wird verzichtet, da das Verbundtragwerk nur in Längsrichtung betrachtet wird.

#### 11.1.1. ANZAHL DER VBM AM AUFLAGER

Die Längsschubkräfte werden mit Hilfe der maximalen Querkkräfte und einem elastischen Berechnungsverfahren ermittelt. Dabei wird der Querschnitt des Tragwerks als ungerissen angenommen.

Alle benötigten Querschnittswerte und Bemessungswerte der Querkraft aus den verschiedenen Einwirkungen werden in der folgenden Tabelle zusammengefasst und gleichzeitig berechnet.

**TABELLE 11-1: LÄNGSSCHUBKRÄFTE DER VERBUNDMITTEL IM GZT AM AUFLAGER**

Einwirkung	$\gamma \times V_{Ed,L}$ in kN	$S_{i,c+s,L}$ in $\text{cm}^3$	$I_{i,L}$ in $\text{cm}^4$	$v_{Ed}$ in $\text{kN/m}$
EG Stahl	$1,35 \times 27,34$	66697,3	8370562	29,4
Betonieren mit HS	$1,35 \times 165,71$	66697,3	8370562	178,25
Abbinden mit HS	$1,35 \times (-5,47)$	66697,3	8370562	-5,88
Entfernen der HS	$1,35 \times 767,38$	46546	6402253,6	753,2
Ausbau	$1,35 \times 451,84$	48802,7	6612130,5	450,22
UDL-System	$1,5 \times 482,72$	66697,3	8370562	577
TS-System	$1,5 \times 428,73$	66697,3	8370562	512,4
Gesamt				2494,6

Im Bereich von Trägerenden kommt es durch die primären Einflüsse aus dem Schwinden zusätzlich zu einer Einleitung konzentrierter Längsschubkräfte. Dabei sind über eine Länge von  $b_{eff}$  in Längsrichtung des Trägers zusätzlich Kopfbolzendübel anzuordnen.

Mitwirkende Breite

$$b_{eff} = 5,75\text{m}$$

Statisches Moment in der Verbundfuge für Schwinden

$$S_{i,c+s,S} = 49206,5\text{cm}^3$$



## 11. VERBUNDSICHERUNG

Trägheitsmoment für Schwinden

$$I_{i,S} = 6649652,3 \text{ cm}^4$$

Schwindmoment

$$M_S = 3185,45 \text{ kNm}$$

Konzentrierte Längsschubkraft infolge Schwinden

$$v_{Ed,S} = \frac{2 \times M_S \times S_{i,c+s,S}}{b_{eff} \times I_{i,S}} = \frac{2 \times 3185,45 \text{ kNm} \times 49206,5 \text{ cm}^3}{5,75 \text{ m} \times 6649652,3 \text{ cm}^4} = 820 \text{ kN/m}$$

Erforderliche Dübelzahl im GZT am Auflager pro Längeneinheit

$$\text{erf } n = \frac{v_{Ed} + v_{Ed,S}}{P_{Rd}} = \frac{2494,6 \text{ kN/m} + 820 \text{ kN/m}}{99 \text{ kN}} = 34 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$$

Es werden im Auflagerbereich mindestens 34 Bolzen pro Meter benötigt.

### 11.1.2. ANZAHL DER VBM IN FELDMITTE

Der erste Nachweis wird analog zum Nachweis am Auflager geführt, ohne die primären Einflüsse aus dem Schwinden zu berücksichtigen.

**TABELLE 11-2:** LÄNGSSCHUBKRÄFTE DER VERBUNDMITTEL IM GZT IN FELDMITTE

Einwirkung	$\gamma \times V_{Ed,L}$ in kN	$S_{i,c+s,L}$ in $\text{cm}^3$	$I_{i,L}$ in $\text{cm}^4$	$v_{Ed}$ in $\text{kN/m}$
EG Stahl	$1,35 \times 32,31$	66697,3	8370562	34,76
Betonieren mit HS	$1,35 \times 195,86$	66697,3	8370562	210,7
Abbinden mit HS	$1,35 \times (-6,46)$	66697,3	8370562	-6,95
Entfernen der HS	$1,35 \times (-221,68)$	46546	6402253,6	-217,6
Ausbau	$1,35 \times 0$	48802,7	6612130,5	0
UDL-System	$1,5 \times 0$	66697,3	8370562	0
TS-System	$1,5 \times 210,27$	66697,3	8370562	251,32
Gesamt				272,23

Erforderliche Dübelzahl im GZT im Feldbereich pro Längeneinheit

$$\text{erf } n = \frac{v_{Ed}}{P_{Rd}} = \frac{272,23 \text{ kN/m}}{99 \text{ kN}} = 3 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$$

Bei Brückenträgern der Querschnittsklasse 1 oder 2 ist neben dem Nachweis nach Kapitel 11.1.2. zusätzlich zu überprüfen, ob der Bemessungswert des maximalen Feldmomentes größer ist als der elastische Grenzmoment. Trifft diese Bedingung zu, liegt in bestimmten Feldbereichen des Trägers ein nichtlineares Verhalten vor.

Dazu muss zuerst der maximale Bemessungswert des Biegemomentes aus den, auf den Baustahl und den Verbund, wirkenden Biegemomenten errechnet werden. Da das Tragwerk mittels Eigen-gewichtsverbund hergestellt wird, nimmt der Verbundquerschnitt die komplette Beanspruchung aus den Einwirkungen auf. Daher ergibt sich der maximale Bemessungswert des Biegemomentes aus der maximalen Biegebeanspruchung des Verbundquerschnittes.

## 11. VERBUNDSICHERUNG

Auf Stahlträger wirkendes Biegemoment in Feldmitte im GZT  $M_{a,Ed,16m} = 0kNm$

Auf Verbund wirkendes Biegemoment in Feldmitte im GZT  $M_{c,Ed,16m} = 26032,5kNm$

Maximaler Bemessungswert des Biegemomentes zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max M_{Ed,16m} = M_{a,Ed,16m} + M_{c,Ed,16m} = 0kNm + 26032,5kNm = 26032,5kNm$$

Abstand der Verbundschwerachse zu UK UG  $z_{i,0} = 111,06cm$

Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts zum Zeitpunkt  $t = 0$   $I_{i,0} = 8370562cm^4$

Vorhandene Spannung an UK UG Stahlträger aus Biegemoment auf Stahlträger

$$\sigma_{UG,S} = 0 \frac{kN}{cm^2}$$

Vorhandene Spannung an UK UG Stahlträger aus Biegemoment auf Verbund

$$\sigma_{UG,V} = \frac{\max M_{Ed,16m}}{I_{i,0}} \times z_{i,0} = \frac{26032,5kNm \times 100 \frac{cm}{m}}{8370562cm^4} \times 111,06cm = 34,54 \frac{kN}{cm^2}$$

Zulässige Spannung

$$zul \sigma_a = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{33,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 33,5 \frac{kN}{cm^2} = zul \sigma_a + k \times \sigma_{UG,V}$$

Beiwert

$$k = \frac{zul \sigma_a - zul \sigma_a}{\sigma_{UG,V}} = \frac{33,5 \frac{kN}{cm^2} - 0 \frac{kN}{cm^2}}{34,54 \frac{kN}{cm^2}} = 0,97$$

Elastisches Grenzmoment

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed,16m} + k \times M_{c,Ed,16m} = 0kNm + 0,97 \times 26032,5kNm = 25251,5kNm$$

Nachweis des nichtlinearen Verhaltens

$$M_{el,Rd} = 25251,5kNm < \max M_{Ed,16m} = 26032kNm$$

Daraus folgt, dass der nichtlineare Zusammenhang zwischen der Längsschubkraft und der Querkraft berücksichtigt werden muss. Nachfolgend muss bestimmt werden, bei welchem Punkt des Tragwerkes in Längsrichtung wieder ein elastisches Verhalten einsetzt.

Die Lage und Momentenbeanspruchung dieses Punktes werden mit Hilfe der Berechnungssoftware RSTAB ermittelt und anschließend von Hand nachgewiesen.

Abstand des Punktes A von Feldmitte  $z_{A-16m} = 2,475m$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

Maximaler Moment am Punkt A auf Stahlträger

$$M_{a,Ed,A} = 0 \text{ kNm}$$

Maximaler Moment am Punkt A auf Verbund

$$M_{c,Ed,A} = 25248,8 \text{ kNm}$$

Maximaler Bemessungswert des Biegemomentes zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$\max M_{Ed,A} = M_{a,Ed,A} + M_{c,Ed,A} = 0 \text{ kNm} + 25248,8 \text{ kNm} = 25248,8 \text{ kNm}$$

Vorhandene Spannung an UK UG Stahlträger aus Biegemoment auf Stahlträger im Punkt A

$$\sigma_{UG,S} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vorhandene Spannung an UK UG Stahlträger aus Biegemoment auf Verbund im Punkt A

$$\sigma_{UG,V} = \frac{\max M_{Ed,A}}{I_{i,0}} \times z_{i,0} = \frac{25248,8 \text{ kNm} \times 100 \text{ cm/m}}{8370562 \text{ cm}^4} \times 111,06 \text{ cm} = 33,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Beiwert

$$k = \frac{\text{zul } \sigma_a - \text{zul } \sigma_a}{\sigma_{UG,V}} = \frac{33,5 \text{ kN/cm}^2 - 0 \text{ kN/cm}^2}{33,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,0$$

Elastisches Grenzmoment

$$M_{el,Rd,A} = M_{a,Ed,16m} + k \times M_{c,Ed,16m} = 0 \text{ kNm} + 1,0 \times 25248,8 \text{ kNm} = 25248,8 \text{ kNm}$$

Nachweis des nichtlinearen Verhaltens

$$M_{el,Rd,A} = 25248,8 \text{ kNm} = \max M_{Ed,A} = 25248,8 \text{ kNm}$$

Daraus folgt, dass in einem Bereich von 2,475m links und rechts von der Feldmitte ein nichtlineares Verhalten vorliegt. Die Gesamtlänge des nichtlinearen Bereiches beträgt daher 4,95m.

Nachfolgend werden für diesen Bereich die erforderlichen Kopfbolzendübel aus der Differenz der Normalkraft am Punkt A und in Feldmitte ermittelt.

Gesamtquerschnitt des Betongurtes pro Hauptträger

$$A_c \approx 20278 \text{ cm}^2$$

Gesamtquerschnitt der Bewehrung

$$A_s = 150 \text{ cm}^2$$

Abstand der Verbundschwerachse zur OK Betongurt

$$z_{ic,0} = 36,44 \text{ cm}$$

Normalkraft im Betongurt nach elastischem Grenzmoment in Feldmitte

$$N_{c,el,16m} = \frac{k \times M_{c,Ed,16m}}{I_{i,0} \times n_0} \times |z_{ic,0}| \times (A_c + A_s)$$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

$$N_{c,el,16m} = \frac{0,97 \times 26032,5kNm \times 100 \frac{cm}{m}}{8370562cm^4 \times 7,02} \times 36,44cm \times (20278cm^2 + 150cm^2) = 31989kN$$

Plastische Momententragfähigkeit in Feldmitte

$$M_{pl,Rd,16m} = 29647,64kNm$$

Bemessungswert der Betonnormalkraft

$$N_{cd} = 40150,44kN$$

Nennstreckgrenze des Betonstahls

$$f_{sk} = 50,0 \frac{kN}{cm^2}$$

Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl im GZT

$$\gamma_s = 1,15$$

Plastische Normalkraft des Betonstahls

$$N_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 150cm^2 \times \frac{50,0 \frac{kN}{cm^2}}{1,15} = 6521,74kN$$

Normalkraft des bewehrten Betongurtes unter  $M_{pl,Rd,16m}$

$$N_{c,f,16m} = N_{cd} + N_s = 40150,44kN + 6521,74kN = 46672,2kN$$

Normalkraft des Betongurtes in Feldmitte infolge des maximalen Momentes

$$N_{c,Ed,16m} = N_{c,el,16m} + \frac{\max M_{Ed,16m} - M_{el,Rd,A}}{M_{pl,Rd,16m} - M_{el,Rd,A}} \times (N_{c,f,16m} - N_{c,el,16m})$$

$$N_{c,Ed,16m} = 31989kN + \frac{26032,5kNm - 25248,8kNm}{29647,64kNm - 25248,8kNm} \times (46672,2kN - 31989kN) = 34605kN$$

Normalkraft im Betongurt nach elastischem Grenzmoment im Punkt A

$$N_{c,el,A} = \frac{M_{c,Ed,A}}{I_{i,0} \times n_0} \times |z_{ic,0}| \times (A_c + A_s)$$

$$N_{c,el,A} = \frac{25248,8kNm \times 100 \frac{cm}{m}}{8370562cm^4 \times 7,02} \times 36,44cm \times (20278cm^2 + 150cm^2) = 31985,5kN$$

Erforderliche Dübelzahl im GZT im Feldbereich pro Längeneinheit (nichtlineares Verhalten)

$$\text{erfn}_{A-16m} = \frac{N_{c,Ed,16m} - N_{c,el,A}}{z_{A-16m} \times P_{Rd}} = \frac{34605kN - 31985,5kN}{2,475m \times 99kN} = 11 \frac{Stk}{m}$$

Im Bereich mit nichtlinearem Verhalten wird eine Anzahl von 11 Kopfbolzendübel pro Meter benötigt.

## 11.2. ANZAHL DER VERBUNDMITTEL IM GZG

Die Berechnung der erforderlichen Dübelanzahl erfolgt am Auflager und im Feldbereich mit dem ungerissenen Querschnitt.

Die Längsschubkrafttragfähigkeit muss im GZG auf sechzig Prozent der Tragfähigkeit des GZT verringert werden. Die Schubkraft wird dabei aus der nicht-häufigen Einwirkungskombination ermittelt.

Grenzschubkrafttragfähigkeit im GZT  $P_{Rd} = 99kN$

Grenzschubkrafttragfähigkeit im GZG (ohne Ermüdungsausschluss)

$$0,6 \times P_{Rd} = 0,6 \times 99kN = 59,4kN$$

Um auf einen Nachweis der Ermüdung zu verzichten, müssen die Längsschubkräfte mit Hilfe des ungerissenen Querschnitts berechnet und die Schubkrafttragfähigkeit auf dreißig Prozent der Tragfähigkeit im GZT verringert werden.

Grenzschubkrafttragfähigkeit im GZG (mit Ermüdungsausschluss)

$$0,3 \times P_{Rd} = 0,3 \times 99kN = 29,7kN$$

Nachfolgend wird, im jeweiligen Abschnitt, die erforderliche Dübelanzahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowohl mit, als auch ohne Ermüdungsausschluss ermittelt.

### 11.2.1. ANZAHL DER VBM AM AUFLAGER

Die Berechnung der Teilschubkräfte aus den verschiedenen Querkrafteinwirkungen erfolgt analog zu Abschnitt 11.1.1.. Die Ergebnisse werden ebenfalls tabellarisch zusammengefasst.

**TABELLE 11-3: LÄNGSSCHUBKRÄFTE DER VERBUNDMITTEL IM GZG AM AUFLAGER**

Einwirkung	$\psi_{11} \times V_{Ed,L}$ in kN	$S_{i,c+s,L}$ in cm <sup>3</sup>	$I_{i,L}$ in cm <sup>4</sup>	$v_{Ed}$ in kN/m
EG Stahl	27,34	66697,3	8370562	21,8
Betonieren mit HS	165,71	66697,3	8370562	132,04
Abbinden mit HS	-5,47	66697,3	8370562	-4,36
Entfernen der HS	767,38	46546	6402253,6	557,9
Ausbau	451,84	48802,7	6612130,5	333,5
UDL-System	$0,8 \times 482,72$	66697,3	8370562	307,7
TS-System	$0,8 \times 428,73$	66697,3	8370562	273,3
Gesamt				1621,9

Die Einleitungslänge der konzentrierten Längsschubkraft aus dem Schwinden wird im GZG nicht mit der vollen effektiven Breite, sondern nur mit der größeren Teilgurtbreite des Betongurtes errechnet.

Größere Teilgurtbreite  $b_{e1} = 3,05m$

Statisches Moment in der Verbundfuge für Schwinden  $S_{i,c+s,S} = 49206,5cm^3$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

Trägheitsmoment für Schwinden

$$I_{i,S} = 6649652,3 \text{ cm}^4$$

Schwindmoment

$$M_S = 3185,45 \text{ kNm}$$

Konzentrierte Längsschubkraft infolge Schwinden

$$v_{Ed,S} = \frac{2 \times M_S \times S_{i,c+s,S}}{b_{e1} \times I_{i,S}} = \frac{2 \times 3185,45 \text{ kNm} \times 49206,5 \text{ cm}^3}{3,05 \text{ m} \times 6649652,3 \text{ cm}^4} = 1545,7 \text{ kN/m}$$

Erforderliche Dübelzahl im GZG am Auflager pro Längeneinheit (ohne Ermüdungsausschluss)

$$\text{erf } n = \frac{v_{Ed} + v_{Ed,S}}{0,6 \times P_{Rd}} = \frac{1621,9 \text{ kN/m} + 1545,7 \text{ kN/m}}{59,4 \text{ kN}} = 54 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$$

Erforderliche Dübelzahl im GZG am Auflager pro Längeneinheit (mit Ermüdungsausschluss)

$$\text{erf } n = \frac{v_{Ed} + v_{Ed,S}}{0,3 \times P_{Rd}} = \frac{1621,9 \text{ kN/m} + 1545,7 \text{ kN/m}}{29,7 \text{ kN}} = 107 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$$

### 11.2.2. ANZAHL DER VBM IN FELDMITTE

Die Teilschubkräfte werden nach Abschnitt 11.1.1. ermittelt. Auf die Einbeziehung der Schubkraft aus dem Schwinden wird verzichtet.

**TABELLE 11-4:** LÄNGSSCHUBKRÄFTE DER VERBUNDMITTEL IM GZG IN FELDMITTE

Einwirkung	$\psi_{11} \times V_{Ed,L}$ in kN	$S_{i,c+s,L}$ in $\text{cm}^3$	$I_{i,L}$ in $\text{cm}^4$	$v_{Ed}$ in $\text{kN/m}$
EG Stahl	32,31	66697,3	8370562	25,75
Betonieren mit HS	195,86	66697,3	8370562	156,1
Abbinden mit HS	(-6,46)	66697,3	8370562	-5,15
Entfernen der HS	(-221,68)	46546	6402253,6	-161,17
Ausbau	0	48802,7	6612130,5	0
UDL-System	$0,8 \times 0$	66697,3	8370562	0
TS-System	$0,8 \times 210,27$	66697,3	8370562	134,04
Gesamt				149,6

Erforderliche Dübelzahl im GZT im Feldbereich pro Längeneinheit (ohne Ermüdungsausschluss)

$$\text{erf } n = \frac{v_{Ed}}{0,6 \times P_{Rd}} = \frac{149,6 \text{ kN/m}}{59,4 \text{ kN}} = 3 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$$

Erforderliche Dübelzahl im GZT im Feldbereich pro Längeneinheit (mit Ermüdungsausschluss)

$$\text{erf } n = \frac{v_{Ed}}{0,3 \times P_{Rd}} = \frac{149,6 \text{ kN/m}}{29,7 \text{ kN}} = 6 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$$

### 11.3. ERMÜDUNGSNACHWEIS DER VERBUNDMITTEL

Obwohl der Nachweis der Verbundmittel im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit so geführt wurde, dass ein Ermüdungsnachweis entfallen kann, wird er zur Veranschaulichung dennoch durchgeführt.

Der Nachweis basiert auf den schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten, welche bei Kopfbolzendübeln auf eine Lastspielzahl von  $2 \times 10^6$  bezogen werden. Dafür werden analog zum Ermüdungsnachweis in Abschnitt 9.1. die Spannungsschwingbreiten mit einem Anpassungsfaktor versehen, welcher aus mehreren Beiwerten besteht. Durch andere Festlegungen der zuständigen Behörde können die Beiwerte von den folgenden Werten variieren.

Die nachfolgenden Nachweise und Richtlinien dürfen nur für Kopfbolzendübel verwendet werden. Bei alternativen Verbundmitteln muss die Ermüdungsfestigkeit experimentell bestimmt werden.

Spannweite des untersuchten Bereiches  $L = 32m$

Spannweitenbeiwert für Straßenbrücken mit Stützweiten  $\leq 100m$   $\lambda_{v,1} = 1,55$

Durchschnittliches Gesamtgewicht der LKW pro Fahrstreifen  $Q_{m1} = 400kN$

Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen  $N_{obs} = 0,5 \times 10^6$

Verkehrsstärkenbeiwert

$$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m1}}{480kN} \times \left( \frac{N_{obs}}{0,5 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{8}} = \frac{400kN}{480kN} \times \left( \frac{0,5 \times 10^6}{0,5 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{8}} = 0,83$$

Nutzungsdauer in Jahren  $t_{nd} = 100$

Lebensdauerbeiwert

$$\lambda_{v,3} = \left( \frac{t_{nd}}{100} \right)^{\frac{1}{8}} = \left( \frac{100}{100} \right)^{\frac{1}{8}} = 1,0$$

Unter der Annahme, dass sich auf beiden Schwerlastspuren der Brücke dieselbe Anzahl an Lastkraftwagen und das gleiche durchschnittliche Gesamtgewicht befindet, ergibt sich der Spurbeiwert nach dem folgenden Prinzip.

Anzahl der Schwerlastspuren der Brücke  $k = 2$

Anzahl der LKW pro Jahr und Fahrstreifen 1 bzw. 2  $N_{1/2} = N_{obs} = 0,5 \times 10^6$

Durchschnittliches Gesamtgewicht der LKW in Fahrstreifen 1 bzw. 2  $Q_{m1/2} = 400kN$

Die Werte der Einflusslinie werden anhand der Abbildung 9-1 in Abschnitt 9.1. ermittelt.

Wert der Einflusslinie für die innere Kraft in Mitte der Spur 1  $\eta_1 = 0,73$

Wert der Einflusslinie für die innere Kraft in Mitte der Spur 2  $\eta_2 = 0,27$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

$$\lambda_{v,4} = \left[ 1 + \frac{N_2}{N_1} \times \left( \frac{\eta_2 \times Q_{m2}}{\eta_1 \times Q_{m1}} \right)^8 \right]^{\frac{1}{8}} = \left[ 1 + \frac{0,5 \times 10^6}{0,5 \times 10^6} \times \left( \frac{0,27 \times 400kN}{0,73 \times 400kN} \right)^8 \right]^{\frac{1}{8}} = 1,0$$

Maximaler Anpassungsfaktor für den Auflagerbereich

$$\lambda_{max} = 1,80 + 0,9 \times \frac{L - 30}{50} = 1,80 + 0,9 \times \frac{32m - 30}{50} = 1,84 \geq 1,8$$

Maximaler Anpassungsfaktor für den Feldbereich

$$\lambda_{max} = 2,5 - 0,5 \times \frac{L - 10}{15} = 2,5 - 0,5 \times \frac{32m - 10}{15} = 1,77 < 2,0 \Rightarrow \lambda_{max} = 2,0$$

Anpassungsfaktor für Stütz- und Feldbereich

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \times \lambda_{v,2} \times \lambda_{v,3} \times \lambda_{v,4} = 1,55 \times 0,83 \times 1,0 \times 1,0 = 1,29 < \lambda_{max} = 1,84 \text{ bzw. } 2,0$$

Die Nachweise im Feld- und Stützbereich werden unter den Bedingungen von Druckspannungen im GZE geführt. Es wird dabei mit der häufigen Einwirkungskombination gerechnet.

Für den Fall von Zugbeanspruchungen im Betongurt ist der Nachweis der Ermüdung sowohl für den Zustand des ungerissenen Querschnitts (Zustand I) als auch für den gerissenen Querschnitt (Zustand II) zu führen.

Teilsicherheitsbeiwert für VBM mit Ermüdung	$\gamma_{Ff} = 1,0$
Teilsicherheitsbeiwert des Ermüdungswiderstandes	$\gamma_{Mf,v} = 1,25$
Dynamischer Beiwert für Straßenbrücken	$\phi = 1,0$
Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für $2 \times 10^6$ Lastspiele	$\Delta\tau_c = 9,0 \text{ kN/cm}^2$
Statisches Moment in der Verbundfuge zum Zeitpunkt $t = 0$	$S_{i,c+s,0} = 66697,3 \text{ cm}^3$
Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts zum Zeitpunkt $t = 0$	$I_{i,0} = 8370562 \text{ cm}^4$
Durchmesser der Kopfbolzendübel	$d = 2,2 \text{ cm}$

Die Anzahl der nachzuweisenden Verbundmittel ergibt sich aus dem größeren Wert der Verbundmittelberechnung in Abschnitt 11.1. und 11.2. im jeweiligen Tragwerksbereich.

### 11.3.1. ERMÜDUNGSNACHWEIS DER VBM AM AUFLAGER

Maximale Querkraft am Auflager für ELM3	$\max V_{Ed,0m,f} = 1758,1 \text{ kN}$
Minimale Querkraft am Auflager für ELM3	$\min V_{Ed,0m,f} = 1406,8 \text{ kN}$
Maßgebende Anzahl der VBM am Auflager	$n = 54 \frac{\text{Stk}}{\text{m}}$



## 11. VERBUNDSICHERUNG

Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \times \phi \times \frac{(\max V_{Ed,0m,f} - \min V_{Ed,0m,f}) \times S_{i,c+s,0}}{I_{i,0} \times n \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right)}$$

$$\Delta\tau_{E,2} = 1,29 \times 1,0 \times \frac{(1758,1kN - 1406,8kN) \times 66697,3cm^3}{8370562cm^4 \times 54 \frac{Stk}{m} \times \left(\frac{\pi \times 2,2^2}{4}\right)} = 1,76 \frac{kN}{cm^2}$$

Ermüdungsnachweis

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,v}} = \frac{1,0 \times 1,76 \frac{kN}{cm^2}}{9,0 \frac{kN}{cm^2} / 1,25} = 0,24 < 1,0$$

### 11.3.2. ERMÜDUNGSNACHWEIS DER VBM IN FELDMITTE

Maximale Querkraft in Feldmitte für ELM3  $\max V_{Ed,16m,f} = 129,34kN$

Minimale Querkraft in Feldmitte für ELM3  $\min V_{Ed,16m,f} = 0kN$

Maßgebende Anzahl der VBM in Feldmitte  $n = 11 \frac{Stk}{m}$

Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \times \phi \times \frac{(\max V_{Ed,16m,f} - \min V_{Ed,16m,f}) \times S_{i,c+s,0}}{I_{i,0} \times n \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right)}$$

$$\Delta\tau_{E,2} = 1,29 \times 1,0 \times \frac{(129,34kN - 0kN) \times 66697,3cm^3}{8370562cm^4 \times 11 \frac{Stk}{m} \times \left(\frac{\pi \times 2,2^2}{4}\right)} = 3,18 \frac{kN}{cm^2}$$

Ermüdungsnachweis

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,v}} = \frac{1,0 \times 3,18 \frac{kN}{cm^2}}{9,0 \frac{kN}{cm^2} / 1,25} = 0,44 < 1,0$$

## 11.4. SCHUBSICHERUNG DES BETONGURTES

Dieser Nachweis ist erforderlich, um sicherzustellen, dass die Längsschubkraft, welche von den Kopfbolzendübeln in den Beton eingeleitet wird, seitlich abgetragen werden kann. Hierfür ist eine Querbewehrung zuständig. Für die Nachweisführung wird dazu der Betongurt, ähnlich wie in einem Fachwerk, in schiefe Druckstreben und querstehende Zugstreben aufgeteilt. Da der Betongurt über die komplette Länge der Brücke in der Druckzone und die größte Längsschubkraft am Auflager liegt, wird auf einen Nachweis der Schubsicherung in Feldmitte verzichtet.

Der zusätzliche Nachweis der Querbiegungsüberlagerung im Plattenschnitt wird vernachlässigt.

Druckstrebenneigung im Druckgurt	$\cot \theta = 1,2$
Angenommene Querbewehrung mit Fläche in der oberen Lage	$\emptyset 14/10 \Rightarrow a_{so} = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
Angenommene Querbewehrung mit Fläche in der unteren Lage	$\emptyset 22/10 \Rightarrow a_{su} = 38,0 \text{ cm}^2/\text{m}$
Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit von Beton C35/45	$f_{cd} = 1,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Abminderungsbeiwert der Druckstrebenfestigkeit	$\alpha_c = 0,75$
Bemessungswert der Streckgrenze von Betonstahl	$f_{sd} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

### 11.4.1. PLATTENANSCHNITT DER FELDPLATTE

Maximale Längsschubkraft pro Meter	$v_{Ed} = 3314,6 \text{ kN}/\text{m}$
Gesamtfläche der Bewehrung pro Träger	$A_s = 150 \text{ cm}^2$
Anteilige Bewehrung in der Feldplatte	$A_{s,1} = 79,2 \text{ cm}^2$
Übertragene Längsschubkraft in der Feldplatte	

$$v_{Ed,1} = v_{Ed} \times \frac{A_{s,1}}{A_s} = 3314,6 \text{ kN}/\text{m} \times \frac{79,2 \text{ cm}^2}{150 \text{ cm}^2} = 1750,1 \text{ kN}/\text{m}$$

Länge der Schnittkante des Betongurts an der Feldplatte	$L_v = 37,5 \text{ cm}$
---	-------------------------

Tragfähigkeit der Druckstrebe

$$v_{Rd,max} = \frac{L_v \times 100 \text{ cm}/\text{m} \times \alpha_c \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{37,5 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}/\text{m} \times 0,75 \times 1,98 \text{ kN}/\text{cm}^2}{1,2 + 1/1,2} = 2738,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

Tragfähigkeit der Zugstrebe

$$v_{Rd,sy} = (a_{so} + a_{su}) \times f_{sd} \times \cot \theta = \left(15,4 \frac{cm^2}{m} + 38,0 \frac{cm^2}{m}\right) \times 43,48 \frac{kN}{cm^2} \times 1,2$$

$$v_{Rd,sy} = 2786,2 \frac{kN}{m}$$

Nachweis der Schubsicherung

$$v_{Ed,1} = 1750,1 \frac{kN}{m} < v_{Rd,max} = 2738,7 \frac{kN}{m}$$

$$v_{Ed,1} = 1750,1 \frac{kN}{m} < v_{Rd,sy} = 2786,2 \frac{kN}{m}$$

### 11.4.2. PLATTENANSCHNITT DER KRAGPLATTE

Maximale Längsschubkraft pro Meter

$$v_{Ed} = 3314,6 \frac{kN}{m}$$

Gesamtfläche der Bewehrung pro Träger

$$A_s = 150 cm^2$$

Anteilige Bewehrung in der Kragplatte

$$A_{s,2} = 53,0 cm^2$$

$$v_{Ed,2} = v_{Ed} \times \frac{A_{s,2}}{A_s} = 3314,6 \frac{kN}{m} \times \frac{53,0 cm^2}{150 cm^2} = 1171,2 \frac{kN}{m}$$

Länge der Schnittkante des Betongurts an der Kragplatte

$$L_v = 37,5 cm$$

Tragfähigkeit der Druckstrebe

$$v_{Rd,max} = \frac{L_v \times 100 \frac{cm}{m} \times \alpha_c \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{37,5 cm \times 100 \frac{cm}{m} \times 0,75 \times 1,98 \frac{kN}{cm^2}}{1,2 + 1/1,2} = 2738,7 \frac{kN}{m}$$

Tragfähigkeit der Zugstrebe

$$v_{Rd,sy} = (a_{so} + a_{su}) \times f_{sd} \times \cot \theta = \left(15,4 \frac{cm^2}{m} + 38,0 \frac{cm^2}{m}\right) \times 43,48 \frac{kN}{cm^2} \times 1,2$$

$$v_{Rd,sy} = 2786,2 \frac{kN}{m}$$

Nachweis der Schubsicherung

$$v_{Ed,1} = 1171,2 \frac{kN}{m} < v_{Rd,max} = 2738,7 \frac{kN}{m}$$

$$v_{Ed,1} = 1171,2 \frac{kN}{m} < v_{Rd,sy} = 2786,2 \frac{kN}{m}$$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

### 11.4.2. NACHWEIS DER DÜBELUMRISSFLÄCHE

Maximale Längsschubkraft pro Meter

$$v_{Ed} = 3314,6 \frac{kN}{m}$$

Länge der Schnittkante entlang der Dübel

$$L_v = 93,5cm$$

Tragfähigkeit der Druckstrebe

$$v_{Rd,max} = \frac{L_v \times 100 \frac{cm}{m} \times \alpha_c \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{93,5cm \times 100 \frac{cm}{m} \times 0,75 \times 1,98 \frac{kN}{cm^2}}{1,2 + 1/1,2} = 6828,6 \frac{kN}{m}$$

Tragfähigkeit der Zugstrebe

$$v_{Rd,sy} = (2 \times a_{su}) \times f_{sd} \times \cot \theta = (2 \times 38,0 \frac{cm^2}{m}) \times 43,48 \frac{kN}{cm^2} \times 1,2$$

$$v_{Rd,sy} = 3965,4 \frac{kN}{m}$$

Nachweis der Schubsicherung

$$v_{Ed} = v_{Ed} = 3314,6 \frac{kN}{m} < v_{Rd,max} = 6828,6 \frac{kN}{m}$$

$$v_{Ed} = v_{Ed} = 3314,6 \frac{kN}{m} < v_{Rd,sy} = 3965,4 \frac{kN}{m}$$

### 11.5. BAULICHE DURCHBILDUNG DER VBM

Die folgenden Nachweise beschäftigen sich mit der Einhaltung konstruktiver Details für Verbundmittel.

Höhe eines Kopfbolzendübels

$$h_{sc} = 20,0cm$$

Durchmesser eines Kopfbolzendübels

$$d = 2,2cm$$

Dicke des Obergurtes des Stahlträgers

$$t_{oG} = 5,0cm$$

Am Auflager werden die Bolzen sechsstufig und in Feldmitte zweireihig verbaut. Aus Richtung der Auflager erfolgt eine stetige Abnahme der Verbundmittel.

#### 11.5.1. ABMESSUNGEN DER VBM

Nachweise

$$h_{sc} = 20,0cm > 3 \times d = 3 \times 2,2cm = 6,6cm$$

$$d = 2,2cm < 1,5 \times t_{oG} = 1,5 \times 5cm = 7,5cm$$

#### 11.5.2. ABSTÄNDE DER VBM

Betonplattendicke

$$h_c = 37,5cm$$

## 11. VERBUNDSICHERUNG

Abstand der VBM am Auflager in Längsrichtung  $e_{L,1} = 11,0cm$

Abstand der VBM am Auflager in Querrichtung  $e_{q,1} = 10,0cm$

Abstand der äußeren Dübelreihe und Außenkante OG am Auflager  $e_{D,1} = 5,0cm$

Abstand der VBM in Feldmitte in Längsrichtung  $e_{L,2} = 20,0cm$

Abstand der VBM in Feldmitte Querrichtung  $e_{q,2} = 40,0cm$

Abstand der äußeren Dübelreihe und Außenkante OG in Feldmitte  $e_{D,2} = 10,0cm$

Nachweise am Auflager

$$5 \times d = 5 \times 2,2cm = e_{L,1} = 11,0cm < 80,0cm < 4 \times h_c = 4 \times 37,5cm = 150,0cm$$

$$2,5 \times d = 2,5 \times 2,2cm = 5,5cm < e_{q,1} = 10,0cm$$

$$2,5cm < e_{D,1} = 5,0cm < 10,0cm < 9 \times t_{OG} \times \varepsilon = 9 \times 5,0cm \times \sqrt{\frac{235}{335}} = 37,7cm$$

Nachweise in Feldmitte

$$5 \times d = 5 \times 2,2cm = 11,0cm < e_{L,2} = 20,0cm < 80,0cm < 4 \times h_c = 4 \times 37,5cm = 150,0cm$$

$$2,5 \times d = 2,5 \times 2,2cm = 5,5cm < e_{q,2} = 40,0cm$$

$$2,5cm < e_{D,2} = 10,0cm < 10,0cm < 9 \times t_{OG} \times \varepsilon = 9 \times 5,0cm \times \sqrt{\frac{235}{335}} = 37,7cm$$

### 11.5.3. VERDICHUNG DES BETONS UND BETONDECKUNG

Die Anordnung der Dübel ist so auszubilden, dass der Beton im Fußbereich der VBM ausreichend verdichtet werden kann. Die erforderliche Betondeckung muss mit  $c_{nom} = 4,5cm$  angesetzt werden.

### 11.5.4. ABHEBEN DER BETONPLATTE

Wird der folgende Nachweis eingehalten, ist eine ausreichende Sicherung der Betonplatte vor Abheben vorhanden.

Höhe des Kopfes eines Kopfbolzendübels  $h_{sc,K} = 1,0cm$

Mindestbetondeckung  $c_{nom} = 4,5cm$

Abstand der unteren Bewehrungslage bis UK Verbundmittelkopf

$$vorh d_k = h_{sc} - h_{sc,K} - c_{nom} = 20,0cm - 1,0cm - 4,5cm = 14,4cm > 3,0cm = erf d_k$$

## 12. LAGERUNG DER BRÜCKE

Die Anordnung der Lager erfolgt gemäß der nachfolgenden Abbildung. Die Berechnungen der Lagerkräfte aus den Momentenbeanspruchungen erfolgen an Auflager 2 und 4.

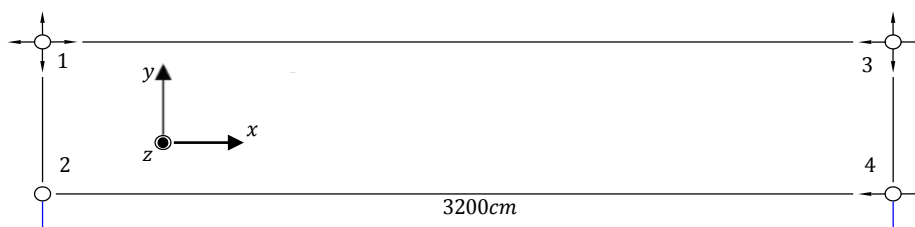


ABBILDUNG 12-1: LAGERSYSTEM

### 12.1. ERMITTLUNG DER LAGERKRÄFTE

Die Berechnung der Auflagerkräfte aus horizontalen und vertikalen Beanspruchungen erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der ständigen und der vorübergehenden Bemessungssituation. Die Einwirkungen werden dem Abschnitt 4. entnommen und kombiniert.

#### 12.1.1. HORIZONTALE EINWIRKUNGEN IN LÄNGSRICHTUNG

Horizontale Belastung aus Anfahren bzw. Bremsen  $Q_{lk} = \pm 374,4 \text{ kN}$

Resultierende Auflagerkraft im Auflager 2  $P_x^2 = Q_{lk} = \pm 374,4 \text{ kN}$

#### 12.1.2. HORIZONTALE EINWIRKUNGEN IN QUERRICHTUNG

Horizontale Belastung infolge Wind ohne Verkehr  $w_{oV} = 2,66 \text{ kN/m}$

Spannweite der Brücke  $L = 32 \text{ m}$

Resultierende Auflagerkraft in Auflager 2 und 4

$$P_{y,oV}^2 = P_{y,oV}^4 = \frac{w_{oV} \times L}{2} = \frac{2,66 \text{ kN/m} \times 32 \text{ m}}{2} = 45,56 \text{ kN}$$

Horizontale Belastung infolge Wind mit Verkehr  $w_{mV} = 3,44 \text{ kN/m}$

Resultierende Auflagerkraft in Auflager 2 und 4

$$P_{y,mV}^2 = P_{y,mV}^4 = \frac{w_{mV} \times L}{2} = \frac{3,44 \text{ kN/m} \times 32 \text{ m}}{2} = 55,04 \text{ kN}$$

Der Lastfall Wind mit Verkehr wird maßgebend.

Infolge des Anfahrens und Bremsens versetzt vom Auflagerpunkt entsteht in der Brücke ein Moment, das wiederum eine horizontale Belastung in Querrichtung entstehen lässt. Vereinfacht wird ein Anfahren und Bremsen in der Mitte der Fahrbahn angesetzt.

## 12. LAGERUNG DER BRÜCKE

Abstand vom Auflager bis Mitte Fahrbahn  $l_{0,5*1-2} = 3,25m$

Horizontale Belastung aus Anfahen bzw. Bremsen  $Q_{lk} = \pm 374,4kN$

Moment auf Anfahen und Bremsen

$$M_{A/B} = l_{0,5*1-2} \times Q_{lk} = 3,25m \times (\pm 374,4kN) = 1216,8kNm$$

Resultierende Auflagerkraft in Auflager 2 und 4

$$P_{y,A/B}^2 = P_{y,A/B}^4 = \frac{M_{A/B}}{L} = \frac{1216,8kNm}{32m} = \pm 38,03kN$$

### 12.1.3. VERTIKALE EINWIRKUNGEN

Durch den Abstand des Schwerpunkts der Windangriffsfläche mit Verkehr bis zur Mittellinie der Auflager entsteht aus Windlasten in Kombination mit Verkehr ein Moment, welches vertikale Kräfte in den Auflagern hervorruft.

Lagerabstand in Querrichtung  $l_{1-2} = 6,5m$

Höhe des Verkehrsbandes  $h_{Verkehr} = 2m$

Höhe des Überbaus  $h_{Überbau} \approx 1,7m$

Lagerhöhe  $h_{Lager} \approx 0,2m$

Horizontale Auflagerkraft aus Wind mit Verkehr  $P_{y,mV}^2 = P_{y,mV}^4 = 55,04kN$

Resultierende Auflagerkraft in Auflager 2 und 4

$$P_{z,mV}^2 = P_{z,mV}^4 = \frac{0,5 \times (h_{Überbau} + h_{Verkehr} + h_{Lager}) \times P_{y,mV}^{2/4}}{l_{1-2}}$$

$$P_{z,mV}^2 = P_{z,mV}^4 = \frac{0,5 \times (1,7m + 2m + 0,2m) \times 55,04kN}{6,5m} = 16,5kN$$

## 12. LAGERUNG DER BRÜCKE

### 12.1.3. ZUSAMMENFASSUNG DER LAGERKRÄFTE

In der nachfolgenden Tabelle werden alle horizontalen und vertikalen Auflagerkräfte der Auflager 2 und 4 zusammengefasst. Dabei werden die Werte mit den entsprechenden Sicherheitsfaktoren für ständige und veränderliche Lasten multipliziert.

**TABELLE 12-1: BEMESSUNGSSCHNITTGRÖßEN DER AUFLAGERKRÄFTE**

Nr.	Einwirkung	Lager 2			Lager 4		
		$P_x$ in kN	$P_y$ in kN	$P_z$ in kN	$P_x$ in kN	$P_y$ in kN	$P_z$ in kN
1	Eigengewicht Stahl			46,36			46,36
2	Betonierlasten			223,71			223,71
3	Abbinden des Betons			-7,38			-7,38
4	Entfernen der HS			1036,0			1036,0
5	Ausbau und Installation			610,0			610,0
6	UDL-System			724,1			-724,1
7	TS-System min $Q_z$			0			-643,1
8	TS-System max $Q_z$			643,1			0
9	Wind		$\pm 82,56$	$\pm 24,8$		$\pm 82,56$	$\pm 24,8$
10	Anfahren/Bremsen	$\pm 561,6$					
11	Exzentrisch Anfahren/Bremsen		$\pm 57,05$			$\pm 57,05$	
	Maximale Auflagerkraft	561,6	139,6	3300,7		139,6	1933,5
	Minimale Auflagerkraft	-561,6	-139,6	1883,9		-139,6	541,5

### 12.2. ERMITTLUNG DER LAGERVERFORMUNG UND LAGERVERDREHUNG

Die Berechnung der Lagerdeformation wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.



## 13. BERECHNUNG DER FAHRBAHNPLATTE

---

### 13. BERECHNUNG DER FAHRBAHNPLATTE

Die Berechnungen der Fahrbahnplatte werden in dieser Arbeit nicht geführt. Die erforderlichen Nachweise und Regelungen sind dem DIN-Fachbericht 102 zu entnehmen.

## LITERATURVERZEICHNIS

Goris,	Alfons,	<i>Bautabellen für Ingenieure,</i>	Werner,	08- 2008
		<i>DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken,</i>		03-2009
		<i>DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken,</i>		03-2009
		<i>DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken,</i>		03-2009
		<i>DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken,</i>		03-2009
Hanswille,	Gerhardt,	<i>Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 – Verbundbrücke,</i>	Ernst & Sohn,	2004
Kuhlmann,	Ulrike,	<i>Stahlbau-Kalender 2010: Verbundbau,</i>	Ernst & Sohn,	04-2010

---

## ANLAGEN

---

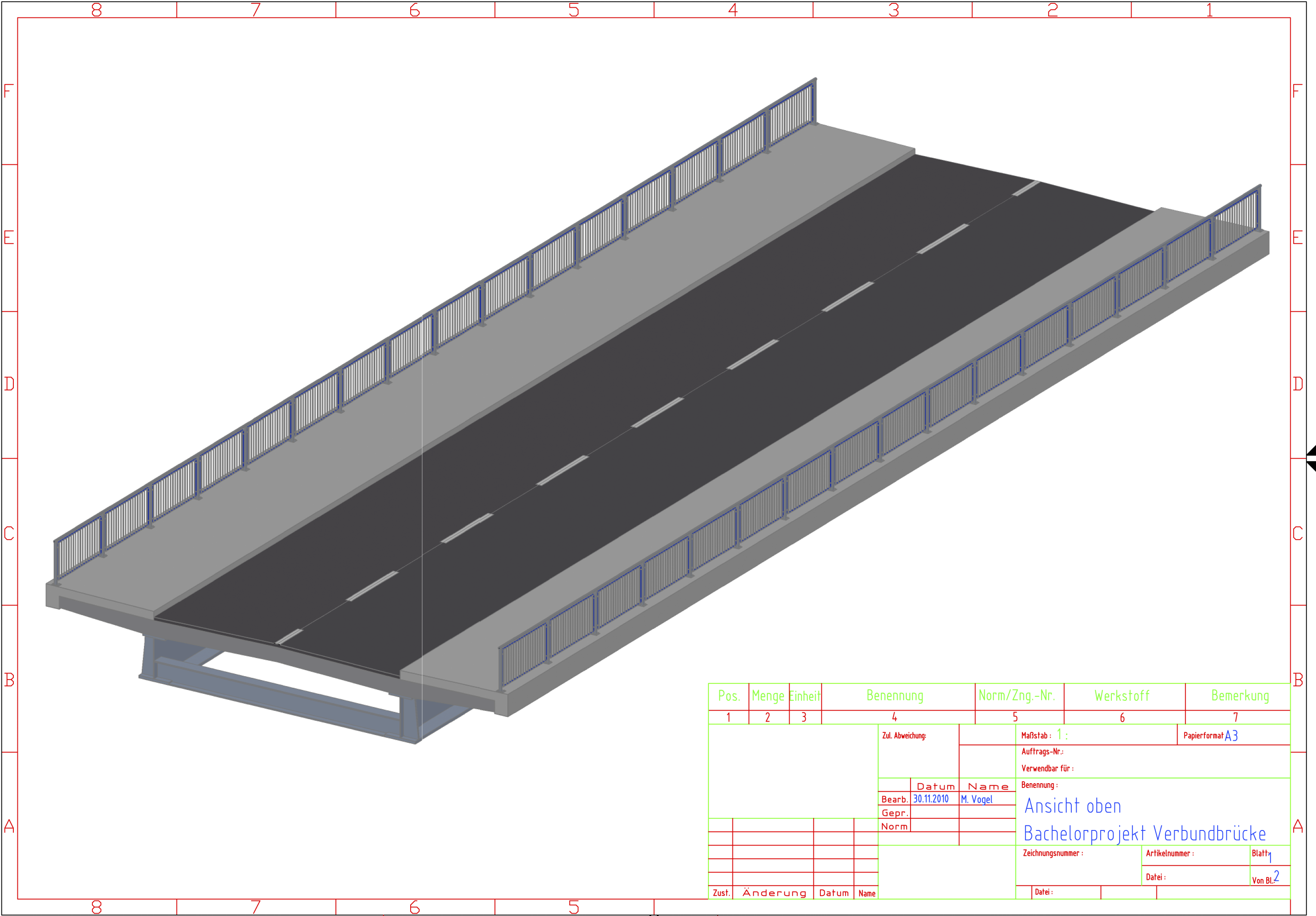
## SELBSTSTÄNDIGKEITSERKLÄRUNG

Hiermit versichere ich, dass das vorliegende Bachelorprojekt selbstständig und nur unter Verwendung der angegebenen Literatur und Hilfsmittel angefertigt und nicht anderweitig für Prüfungszwecke verwendet wurde.

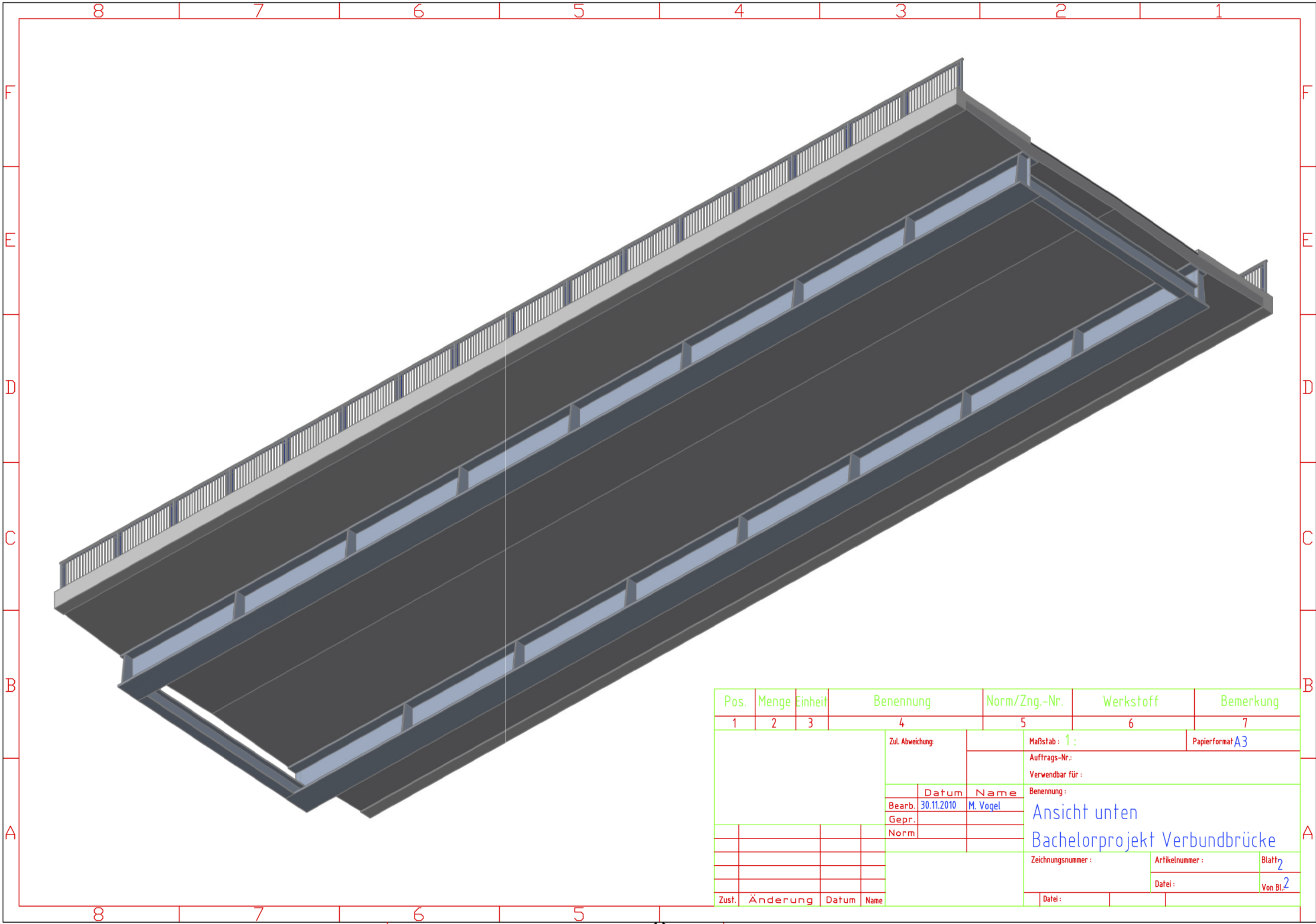
Lichtenstein, 30.11.2010

.....

Martin Vogel



Pos.	Menge	Einheit	Benennung		Norm/Zng.-Nr.	Werkstoff		Bemerkung
1	2	3	4		5	6		7
			Zul. Abweichung:			Maßstab : 1 :		Papierformat A3
						Auftrags-Nr.:		
				Verwendbar für :				
				Datum	Name	Benennung:  Ansicht oben  Bachelorprojekt Verbundbrücke		
			Bearb.	30.11.2010	M. Vogel			
Gepr.								
			Norm			Zeichnungsnummer :  Artikelnummer :  Blatt 1		
						Datei :		Von Bl. 2
Zust.	Änderung	Datum	Name			Datei :		



Pos.	Menge	Einheit	Benennung		Norm/Zng.-Nr.	Werkstoff	Bemerkung
1	2	3	4		5	6	7
			Zul. Abweichung:		Maßstab : 1 :		Papierformat A3
					Auftrags-Nr.:		
					Verwendbar für :		
				Datum	Name	Benennung :	
			Bearb.	30.11.2010	M. Vogel	Ansicht unten Bachelorprojekt Verbundbrücke	
			Gepr.				
			Norm			Zeichnungsnummer :	
					Artikelnummer :		Blatt 2
					Datei :		Von Bl. 2
Zust.	Änderung	Datum	Name		Datei :		